

Υπεύθυνος Έκδοσης
Γ. ΤΣΑΚΙΡΗΣ
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΓΙΜΗΣ ΕΝΕΚΕΝ

ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ

Σχεδιασμός και Διαχείριση

ΤΟΜΟΣ Ι
Αστικά Υδραυλικά Έργα

ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ
ΑΘΗΝΑ 2010

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	7
----------------	---

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1	Η ΠΑΓΚΟΣΜΙΑ ΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ	21
1.2	ΥΔΑΤΙΚΟΙ ΠΟΡΟΙ: ΑΝΘΡΩΠΟΓΕΝΕΙΣ ΚΑΙ ΚΛΙΜΑΤΙΚΕΣ ΑΛΛΑΓΕΣ	25
1.3	ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ: ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΕΠΙΛΟ- ΓΗΣ	27
1.4	ΟΙ ΣΤΑΘΜΟΙ ΕΞΕΛΙΞΗΣ ΤΩΝ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ... ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	30 35

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ

2.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	37
2.2	ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΤΩΝ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ	37
2.3	ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΡΟΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΛΕΙ- ΣΤΟΥΣ ΑΓΩΓΟΥΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ	39
2.4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗ ΜΟ- ΝΙΜΗ ΡΟΗ	40
2.4.1	Γραμμικές Απώλειες κατά Darcy-Weisbach	40
2.4.2	Προσδιορισμός του Συντελεστή Τριβής f	42
2.4.3	Άλλες Εξισώσεις για τον Προσδιορισμό του Ύψους Απωλειών	46
2.4.4	Εκθετική Μορφή για τον Προσδιορισμό του Ύψους Απωλειών	47
2.4.5	Τοπικές Απώλειες Φορτίου	50
2.4.6	Συνολικές Απώλειες Φορτίου και Πιεζομετρική Γραμ- μή	54
2.4.7	Γήρανση Σωλήνων	55

2.5	ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΡΟΗΣ	55
2.6	ΤΑ ΤΡΙΑ ΒΑΣΙΚΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΤΩΝ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ	56
2.6.1	Κατηγορίες των Βασικών Προβλημάτων της Υδραυλικής για Κλειστούς Αγωγούς υπό Πίεση	56
2.6.2	Προσδιορισμός της Πιεζομετρικής Γραμμής	57
2.6.3	Προσδιορισμός της Παροχής με Γνωστά τα Γεωμετρικά Στοιχεία των Αγωγών, το Υλικό τους και των Ύψων της Πιεζομετρικής Γραμμής	61
2.6.4	Προσδιορισμός της Διαμέτρου των Αγωγών με Γνωστά τα Ύψη της Πιεζομετρικής Γραμμής και την (επιδιωκόμενη) Παροχή	64
2.7	ΑΡΧΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΕ ΒΡΟΧΟΥΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ	67
2.8	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΑΓΩΓΟΥ	70
2.8.1	Ισοδύναμη Αντίσταση Αγωγού για Συνδεσμολογία Αγωγών σε Σειρά	70
2.8.2	Ισοδύναμη Αντίσταση Αγωγού για Παράλληλη Συνδεσμολογία Αγωγών	71
2.9	ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ	74
2.9.1	Το Πρόβλημα των Τριών Διασυνδεομένων Δεξαμενών	74
2.9.2	Αύξηση της Παροχής σε Συνδεσμολογία Δεξαμενών	80
2.10	ΤΟ ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΤΗΣ ΣΠΗΛΑΙΩΣΗΣ	81
2.11	ΑΝΤΛΙΕΣ	82
2.11.1	Βασικές Αρχές Αντλησης	82
2.11.2	Σημείο Λειτουργίας της Αντλίας και Επιλογή Αντλίας	84
2.11.3	Πολλαπλές Αντλίες Συνδεδεμένες σε Σειρά και Παράλληλα	86
2.12	ΤΟ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΠΛΗΓΜΑ	90
2.12.1	Περιγραφή του Φαινομένου	90
2.12.2	Αδρομερείς Εξισώσεις του Υδραυλικού Πλήγματος	94
2.12.3	Γενική Διαφορική Εξίσωση Υδραυλικού Πλήγματος	101
2.13	ΘΕΩΡΙΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ	102
2.13.1	Εφαρμογή της Θεωρίας των Χαρακτηριστικών στο Γραμμικό Ομοίωμα του Υδραυλικού Πλήγματος αγνοώντας την Τριβή	102
2.13.2	Επίλυση των Εξισώσεων με τη Μέθοδο των Χαρακτηριστικών Συνυπολογίζοντας τους Όρους της Τριβής Χωρίς Παρεμβολή	104
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	110

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΓΩΓΩΝ ΜΕ ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ**

3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	113
3.2	ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΡΟΗΣ	115
3.3	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΡΟΗ	117
3.4	ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΡΟΗΣ	123
3.5	ΒΑΘΜΙΑΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΡΟΗ	126
3.6	ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΑΛΜΑ	128
3.7	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΘΩΝ ΡΟΗΣ ΒΑΘΜΙΑΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΗΣ ΡΟΗΣ	132
3.8	ΜΕΤΑΒΑΤΙΚΑ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΥΠΕΡΚΡΙΣΙΜΗΣ ΡΟΗΣ	139
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	146

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**ΖΗΤΗΣΗ ΣΕ ΝΕΡΟ**

4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	147
4.2	ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΖΗΤΗΣΗΣ	149
4.3	ΜΗ ΚΑΤΑΓΕΓΡΑΜΜΕΝΟ ΚΑΙ ΑΤΙΜΟΛΟΓΗΤΟ ΝΕΡΟ ..	151
4.4	ΣΥΝΙΣΤΩΣΕΣ ΤΗΣ ΑΣΤΙΚΗΣ ΧΡΗΣΗΣ	153
4.5	ΟΙΚΙΑΚΗ ΧΡΗΣΗ	155
	4.5.1 Πρόβλεψη Μελλοντικού Πληθυσμού	155
	4.5.2 Μη Μόνιμος Πληθυσμός	158
	4.5.3 Εκτίμηση της Παροχής (Ζήτησης)	159
	4.5.4 Πολλαπλασιαστές Ζήτησης	162
	4.5.5 Παροχή για Πυρόσβεση	164
	4.5.6 Δημόσια Χρήση Νερού	165
	4.5.7 Εμπορική Κατανάλωση Νερού	166
4.6	ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΧΡΗΣΗ	167
4.7	ΓΕΩΡΓΙΚΗ ΧΡΗΣΗ	170
4.8	ΑΝΑΨΥΧΗ	171
4.9	ΟΙΚΟΛΟΓΙΚΗ ΧΡΗΣΗ	171
4.10	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	171
4.11	ΜΕΤΑΒΛΗΤΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΖΗΤΗΣΗΣ	172
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	174

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΝΕΡΟΥ ΓΙΑ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ**

5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	175
-----	----------------	-----

5.2	ΠΟΙΟΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΝΕΡΟΥ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗΣ	178
5.2.1	Οργανοληπτικές Παράμετροι	179
5.2.2	Χημικές Παράμετροι	179
5.2.2.1	Φυσικοχημικές παράμετροι	179
5.2.2.2	Ανόργανες παράμετροι	185
5.2.2.3	Ειδο - ταυτοποίηση των στοιχείων (speciation)	189
5.2.2.4	Οργανικές παράμετροι	192
5.2.3	Μικροβιολογικές Παράμετροι	193
5.3	ΕΠΟΠΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΠΟΙΟΤΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΝΕΡΩΝ - ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ	194
5.3.1	Τριγραμμικά Διαγράμματα (Trilinear Diagrams)	194
5.3.2	Λογαριθμικά Διαγράμματα (Logarithmic Diagrams) .	197
5.4	ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΤΩΝ ΠΟΙΟΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΤΗ ΠΗΓΗ ΚΑΙ ΣΤΟ ΔΙΚΤΥΟ	199
5.4.1	Στρατηγική Συλλογής Δειγμάτων	199
5.4.2	Προετοιμασία Δειγμάτων Νερού	206
5.4.3	Συντήρηση και Αποθήκευση Δειγμάτων Νερού	207
5.4.4	Επισκόπηση Σύγχρονων Αναλυτικών Μεθόδων	211
5.5	ΟΔΗΓΙΕΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑΣ ΝΕΡΟΥ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗΣ	214
5.5.1	Ο Ρόλος των Δημόσιων Φορέων Οργανισμών στην Θέσπιση Κριτηρίων Καταλληλότητας	214
5.5.2	Προτεινόμενοι Τρόποι για την Μελλοντική Βελτίωση των Νομοθετικών Οδηγιών	216
5.5.3	Κριτήρια Καταλληλότητας Πόσιμου Νερού	218
5.5.4	Σύγκριση των Κριτηρίων Καταλληλότητας Διαφόρων Φορέων	237
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	240

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΔΙΚΤΥΑ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΝΕΡΟΥ - ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	245
6.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	246
6.3	ΧΑΡΑΞΗ ΤΟΥ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ	247
6.4	ΤΜΗΜΑΤΑ ΤΟΥ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ	249
6.4.1	Υδροληψία	249
6.4.2	Αντλιοστάσιο	251
6.4.3	Δεξαμενή Ρύθμισης	252

6.5	ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ	258
6.5.1	Είδη Σωληνώσεων	258
6.5.2	Συσκευές Ελέγχου και Ασφάλειας	259
6.6	ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΣΩΛΗΝΩΣΕΩΝ	264
6.6.1	Δυνάμεις Συνδέσεων	265
6.6.2	Διαστασιολόγηση Σώματος Αγκύρωσης	266
6.7	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	274
6.8	ΑΝΤΙΠΛΗΓΜΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ	283
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	284

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΝΕΡΟΥ ΓΙΑ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ

7.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	287
7.2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ ΝΕΡΟΥ ΤΟ ΟΠΟΙΟ ΠΡΟΟΡΙΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ	290
7.2.1	Προκαταρκτικό Σχάρισμα (Preliminary Screening)	291
7.2.2	Αποθήκευση (Storage)	292
7.2.3	Επακόλουθο Σχάρισμα (Screening and Microstraining)	293
7.2.4	Αερισμός (Aeration)	293
7.2.5	Χημική Κατακρήμνιση (Chemical Precipitation)	294
	7.2.5.1 Συσσωμάτωση (coagulation)	294
	7.2.5.2 Κροκύδωση (flocculation)	295
7.2.6	Καθίζηση (Settling)	296
7.2.7	Διύλιση (Filtration)	296
7.2.8	Ρύθμιση pH (pH Adjustment)	299
7.2.9	Απολύμανση (Disinfection)	299
7.2.10	Αποσκληρυνση (Softening)	303
7.2.11	Απομάκρυνση Λάσπης (Sludge Removal)	305
7.3	ΕΠΙΛΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΓΙΑ ΤΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΟΣΤΟΥΣ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ ΝΕΡΟΥ ΓΙΑ ΑΝΘΡΩΠΙΝΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ	305
7.4	ΠΑΡΟΥΣΙΑ ΑΝΕΠΙΘΥΜΗΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΩΣΕΩΝ ΣΤΟ ΝΕΡΟ	306
7.4.1	Παρουσία Ανεπιθύμητων Στοιχείων – Ενώσεων στο Ανεπεξέργαστο Νερό (Raw Water)	306
7.4.2	Παρουσία Ανεπιθύμητων Στοιχείων – Ενώσεων στο Επεξεργασμένο Νερό	311
7.4.3	Παρουσία Ανεπιθύμητων Στοιχείων – Ενώσεων στο Νερό του Δικτύου Ύδρευσης	313
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	315

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

8.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	317
8.2	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΚΟΜΒΩΝ	321
8.3	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΚΤΙΝΩΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΠΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΟΥΝ ΜΕ ΒΑΡΥΤΗΤΑ	322
8.3.1	Μεθοδολογία Επίλυσης	322
8.3.2	Μέθοδος Μητρώων για τον Προσδιορισμό της Πα- ροχής σε Ακτινωτά Δίκτυα	335
8.3.3	Η Μέθοδος του Ισοδυνάμου Μήκους	336
8.4	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ	338
8.4.1	Αρχές Ανάλυσης Κλειστών Δικτύων	338
8.4.2	Ημιεμπειρικές ή Εμπειρικές Εξισώσεις για τον Προσ- διορισμό των Γραμμικών Απωλειών Φορτίου	341
8.4.3	Προσδιορισμός της Παροχής των Κλάδων Θεωρώ- ντας Γνωστά τα Ύψη της Πιεζομετρικής Γραμμής .	342
8.5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ	345
8.5.1	Ανάλυση Κλειστών Δικτύων, οι Q -Εξισώσεις	345
8.5.2	Οι ΔQ -Εξισώσεις και ο Τρόπος Διόρθωσης της Παροχής	347
8.5.3	Οι H -Εξισώσεις	351
8.5.4	Μέθοδοι Επίλυσης Κλειστών Δικτύων Ύδρευσης .	352
8.6	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	353
8.6.1	Επαναληπτική Μέθοδος Q -Cross	353
8.6.2	Επίλυση Δύο ή Περισσοτέρων Βρόχων με Βάση τη Μέθοδο Q -Cross	364
8.6.3	Χάραξη Πιεζομετρικής Γραμμής Κλειστών Δικτύων	367
8.6.4	Επίλυση των H -Εξισώσεων με Βάση τη Μέθοδο H -Cross	368
8.6.5	Η Γραμμική Μέθοδος με Βάση τις ΔQ Εξισώσεις	373
8.6.6	Τροποποιημένη Γραμμική Μέθοδος	377
8.6.7	Γραμμική Μέθοδος για τις H -Εξισώσεις	380
8.6.8	Επαναληπτική Διαδικασία Επίλυσης των ΔQ -Εξι- σεων με Βάση τη Μέθοδο Newton-Raphson	384
8.6.9	Σύγκριση Μεθόδων Q -Cross και Newton-Raphson για την Επίλυση των ΔQ -Εξισώσεων και Υβριδική Μέθοδος	404
8.6.10	Η Μέθοδος Q -Newton-Raphson	406
8.6.11	Μέθοδος Newton-Raphson για την Επίλυση των H -Εξισώσεων	407

8.7	ΓΕΝΙΚΕΥΣΗ ΤΩΝ Q ΚΑΙ ΔQ-ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΔΥΟ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ	418
8.8	ΑΝΤΛΙΕΣ ΣΕ ΚΛΕΙΣΤΑ ΔΙΚΤΥΑ	421
8.9	ΔΙΚΛΕΙΔΕΣ ΜΕΙΩΣΗΣ ΠΙΕΣΗΣ (PRV) ΣΕ ΚΛΕΙΣΤΑ ΔΙΚΤΥΑ	423
8.10	ΤΟΠΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΣΕ ΚΛΕΙΣΤΑ ΔΙΚΤΥΑ	424
8.11	ΕΚΛΟΓΗ ΥΨΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΘΕΣΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ	425
8.12	ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ	426
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	442

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

9.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	445
9.2	ΔΙΚΤΥΑ ΔΙΑΝΟΜΗΣ	446
	9.2.1 Διατάξεις Υδροδότησης	446
	9.2.2 Υδρόμετρα	447
	9.2.3 Εξοπλισμός Δικτύων	448
9.3	ΥΔΑΤΙΚΟ ΙΣΟΖΥΓΙΟ	451
	9.3.1 Γενικά	451
	9.3.2 Αξιόπιστη Καταμέτρηση	452
	9.3.3 Συνιστώσες Υδατικού Ισοζυγίου	452
9.4	ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΝΕΡΟΥ	453
	9.4.1 Γενικά	453
	9.4.2 Πραγματικές Απώλειες	454
	9.4.3 Φαινομενικές Απώλειες	459
	9.4.4 Ζώνες Ελέγχου	462
9.5	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΡΡΟΩΝ	464
	9.5.1 Γενικά	464
	9.5.2 Ελάχιστη Νυκτερινή Παροχή	465
	9.5.3 Ελάχιστη Νυκτερινή Κατανάλωση	466
	9.5.4 Διαρροές Βάσης (Background Leakage)	467
	9.5.5 Απώλειες Θραύσεων (Burst Leakage)	468
	9.5.6 Παρακολούθηση της Ελάχιστης Νυκτερινής Παροχής	468
	9.5.7 Βέλτιστος Χρόνος Εφαρμογής του Ενεργού Ελέγχου Διαρροών και Αντικατάστασης Σωληνώσεων	472
9.6	ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	473
9.8	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗΣ	479
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	480

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10**ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΤΙΜΟΛΟΓΗΣΗ ΑΣΤΙΚΟΥ ΝΕΡΟΥ**

10.1	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥ ΑΣΤΙΚΟΥ ΝΕΡΟΥ	483
10.1.1	Γενικές Αρχές υπό το Πρίσμα της Κοινοτικής Οδηγίας - Πλαίσιο για τα Νερά	483
10.1.2	Γεωγραφική Κλίμακα Ανάκτησης του Πλήρους Κόστους του Νερού	484
10.1.3	Το Άμεσο Κόστος του Νερού και ο Ρόλος του Κόστους Οριακής Ικανότητας	484
10.1.4	Το Περιβαλλοντικό Κόστος του Νερού	487
10.1.5	Το Κόστος του Φυσικού Πόρου Προέλευσης του Νερού	490
10.1.6	Τρόποι Αποφυγής Φαινομένων Κοινωνικής Αδικίας: Ορθολογική Κατανομή Κόστους	491
10.1.7	Κατανομή του Πλήρους Κόστους των Απωλειών Νερού	494
10.1.8	Ολοκληρωμένη Μεθοδολογία Υπολογισμού του Πλήρους Κόστους του Αστικού Νερού	497
10.2	ΤΙΜΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥ ΑΣΤΙΚΟΥ ΝΕΡΟΥ	500
10.2.1	Οι Νέες Προκλήσεις της Τιμολόγησης Νερού	500
10.2.2	Είδη Αστικής Κατανάλωσης Νερού και Παράγοντες Επιρροής του Μεγέθους της	500
10.2.3	Δείκτες Ελαστικότητας της Ζήτησης	501
10.2.4	Η Τιμολόγηση του Αστικού Νερού ως Δράση Εξοικονόμησής του	502
10.2.5	Ο Ρόλος του Κόστους Οριακής Ικανότητας στη Διαμόρφωση της Τιμής του Νερού	505
10.2.6	Πολιτικές για την Επίτευξη Συντηρητικής Κατανάλωσης	506
10.2.7	Ο Ρόλος των Απωλειών Νερού στη Διαμόρφωση της Τιμής του	508
10.3	ΕΡΓΑΛΕΙΑ ΧΡΗΜΑΤΟΔΟΤΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΣΤΙΚΟΥ ΝΕΡΟΥ	509
10.3.1	Οι Συμπράξεις Δημόσιου Ιδιωτικού Τομέα (ΣΔΙΤ)	509
10.3.2	Αρχέτυποι των ΣΔΙΤ	510
10.3.3	Οι Τύποι των ΣΔΙΤ	514
10.3.4	Οι ΣΔΙΤ και ο Τομέας του Αστικού Νερού	517
10.3.5	Συμβόλαια Σύνδεσης Αμοιβής Απόδοσης	520
10.3.6	Κρίσιμα Στοιχεία	522
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	523

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11**ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΕΣ – ΦΡΑΓΜΑΤΑ – ΛΙΜΝΟΔΕΞΑΜΕΝΕΣ –
ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΑ ΕΡΓΑ**

11.1	ΦΡΑΓΜΑΤΑ	529
11.1.1	Εισαγωγή	529
11.1.2	Χρησιμότητα και Παρενέργειες των Φραγμάτων ..	530
11.1.3	Τεχνικά Συνοδευτικά Έργα ενός Φράγματος	533
11.1.4	Κριτήρια Επιλογής της Θέσης ενός Φράγματος ...	537
11.1.5	Στάδια Μελέτης ενός Φράγματος	538
11.1.6	Ασφάλεια Φραγμάτων	543
11.1.7	Άκαμπα Φράγματα	546
11.1.8	Φράγματα Επιχώσεως	551
11.2	ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΕΣ	554
11.2.1	Χαρακτηριστικά και Τύποι Ταμιευτήρων	554
11.2.2	Διαχείριση Ταμιευτήρων	556
11.3	ΛΙΜΝΟΔΕΞΑΜΕΝΕΣ	565
11.3.1	Υδρολογικά Χαρακτηριστικά	567
11.3.2	Τεχνικά Χαρακτηριστικά	568
11.4	ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΑ ΕΡΓΑ	568
11.4.1	Ορισμοί	568
11.4.2	Βασικά Μεγέθη μιας Υδροδυναμικής Εγκατάστασης	569
11.4.3	Κατάσταση στην Ελλάδα	572
11.4.4	Τύποι Υδροδυναμικών Εγκαταστάσεων	573
11.4.5	Διάταξη Υδροδυναμικών Εγκαταστάσεων	575
11.4.6	Τεχνικά Μέρη μιας Υδροδυναμικής Εγκατάστασης	576
11.4.7	Παραγωγή Ενέργειας και Οικονομικοί Παράγοντες Αξιοποίησης ΥΔΕ	577
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	579

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12**ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΦΑΛΑΤΩΣΗΣ**

12.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	583
12.2	Η ΣΥΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΘΑΛΑΣΣΙΝΟΥ ΝΕΡΟΥ	584
12.3	ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ	586
12.4	ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΑΦΑΛΑΤΩΣΗΣ	588
12.4.1	Θερμικές Μέθοδοι	589
12.4.2	Μέθοδοι με Μεμβράνες	593
12.5	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	596

12.5.1	Κριτήρια Επιλογής Περιοχής Εγκατάστασης της μονάδος	596
12.5.2	Κριτήρια Σχεδιασμού και Λειτουργίας	597
12.5.3	Τεχνική Περιγραφή της Μονάδας	600
12.5.4	Υπολογισμός Κόστους	600
12.6	ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΕΣ ΕΞΕΛΙΞΕΙΣ	602
12.7	ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ	604
12.8	ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΓΙΑ ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΑΝΑΠΤΥΞΗ	605
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	606

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 13

ΔΙΚΤΥΑ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ

13.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	609
13.2	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΤΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΤΙΚΩΝ ΑΓΩΓΩΝ	610
13.3	ΕΙΔΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΑΠΟΧΕΤΕΥΤΙΚΩΝ ΑΓΩΓΩΝ	616
13.4	ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ	619
13.5	ΠΑΡΟΧΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ	624
13.6	ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΕΙΣΡΟΕΣ	626
13.7	ΑΝΤΛΗΣΗ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ	627
13.8	ΣΥΝΑΡΜΟΓΕΣ	627
13.9	ΧΗΜΙΚΗ ΔΙΑΒΡΩΣΗ ΑΓΩΓΩΝ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ	628
13.10	ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΑΠΟ ΤΗ ΔΙΑΒΡΩΣΗ	632
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	639

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 14

ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΛΥΜΑΤΩΝ

14.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	643
14.2	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΡΥΠΑΝΣΗΣ	644
14.3	Η ΠΡΟΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ	645
14.4	Η ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΑ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	646
14.5	ΑΡΧΕΣ ΒΙΟΛΟΓΙΚΗΣ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ	657
14.5.1	Αρχές Βιολογικής Επεξεργασίας Αερόβιας Κατεύθυνσης	658

14.5.2	Η Βιολογική Μέθοδος Επεξεργασίας της Ενεργού Ιλύος	664
14.5.3	Βιολογική Απομάκρυνση Αζώτου και Φωσφόρου ..	671
14.5.4	Συστήματα Βιολογικής Αφαίρεσης Άνθρακα και Θρεπτικών Συστατικών (N, P)	677
14.6	ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΙΛΥΟΣ	683
14.6.1	Σταθεροποίηση Ιλύος	683
14.6.2	Βελτίωση – Αφυδάτωση της Ιλύος	685
14.6.3	Διάθεση Ιλύος	686
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	686

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 15

ΔΙΚΤΥΑ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΜΒΡΙΩΝ ΟΙΚΙΣΜΩΝ

15.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	689
15.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΜΒΡΙΩΝ – ΓΕΝΙΚΑ	690
15.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΟΧΩΝ ΟΜΒΡΙΩΝ – Η ΟΡΘΟΛΟΓΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	692
15.4	ΓΕΝΙΚΑ ΒΗΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΜΒΡΙΩΝ	698
15.5	ΣΥΝΟΨΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΜΒΡΙΩΝ	700
15.6	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΩΓΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΜΒΡΙΩΝ	701
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	713

ΟΙ ΣΥΓΓΡΑΦΕΙΣ ΤΟΥ ΤΟΜΟΥ

- | | |
|--------------------|---|
| Δ. Αλεξάκης, | Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών |
| Αθ. Γείτονας, | Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών |
| Β. Κανακούδης, | Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών |
| Κ. Μπέλλος, | Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών |
| Ι. Ναλμπάντης, | Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών |
| Τ. Παπαθανασιάδης, | Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών |
| Μ. Σπηλιώτης, | Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών |
| Γ. Τσακίρης, | Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών |
| Π. Χαραλάμπους, | Συμβούλιο Υδατοπρομήθειας Λεμεσού |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Συστήματα Κλειστών Αγωγών υπό Πίεση

Γ. ΤΣΑΚΙΡΗΣ και Μ. ΣΠΗΛΙΩΤΗΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ροή σε κλειστούς αγωγούς υπό πίεση αποτελεί μέρος ενός μεγάλου κλάδου της εφαρμοσμένης υδραυλικής. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι βασικές παραδοχές και οι μεθοδολογίες των συνηθισμένων προβλημάτων που συναντούν οι μηχανικοί και οι άλλοι τεχνικοί επιστήμονες στην επίλυση και διαστασιολόγηση των συστημάτων κλειστών αγωγών για τη μεταφορά και διανομή του νερού.

Για το λόγο αυτό αποφεύγονται οι αποδείξεις εξισώσεων και πορισμάτων της υδραυλικής επιστήμης. Αντίθετα, το κεφάλαιο αποτελεί την εισαγωγή για την κατανόηση κυρίως των κεφαλαίων που αναφέρονται στο εξωτερικό και εσωτερικό υδραγωγείο που ακολουθούν.

Σε όσες περιπτώσεις η ανάλυση και τα παραδείγματα δεν επαρκούν για την πλήρη κατανόηση των θεμάτων που αναπτύσσονται, ο αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει στα εγχειρίδια Εφαρμοσμένης Υδραυλικής.

2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΤΩΝ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

Βασική φυσική ιδιότητα των ρευστών αποτελεί η πυκνότητα ρ που είναι ίση με το λόγο στοιχειώδους μάζας προς στοιχειώδη όγκο του ρευστού $\Delta m / \Delta v$. Ο στοιχειώδης όγκος για τον ορισμό της πυκνότητας δεν μπορεί

να είναι οσοδήποτε μικρός διότι τότε παύει να υπάρχει ένα επαρκές στατιστικό δείγμα για τη μέτρηση των ιδιοτήτων του ρευστού. Συνήθως λαμβάνεται $\Delta v \rightarrow 10^{-9} \text{ mm}^{-3}$ για να περιλαμβάνεται στο στοιχειώδη όγκο ένας ικανός αριθμός μορίων ώστε να μπορεί να εξαχθεί μία μέση τιμή από το δείγμα μορίων και να είναι ικανοποιητική η υπόθεση του συνεχούς μέσου που θεωρείται στα ρευστά.

Μονάδες πυκνότητας (Διεθνές Σύστημα) Kg/m^3 .

Νερό: πρακτικά ασυμπίεστο με μικρή σχετικά εξάρτηση από θερμοκρασία και πίεση.

Συνήθης τιμή της πυκνότητας νερού που προκύπτει για θερμοκρασία 20°C και πίεση 1 atm είναι 998 Kg/m^3 .

Συνήθως για την πυκνότητα χρησιμοποιείται η τιμή $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$, ενώ με την επιτάχυνση της βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ προκύπτει ειδικό βάρος νερού, $\gamma \approx 10,000 \text{ N/m}^3$.

Για τα υδραυλικά έργα εκτός ελαχίστων εξαιρέσεων που αναφέρονται σε φαινόμενα μη μόνιμης ροής, το νερό θεωρείται ρευστό με σταθερή πυκνότητα.

Με την προσέγγιση του συνεχούς μέσου είναι εφικτή η έκφραση των ιδιοτήτων της κίνησης και του ρευστού ως συνάρτηση του χώρου και του χρόνου με τη βοήθεια συνεχών συναρτήσεων. Για το σχεδιασμό των υδραυλικών έργων τις περισσότερες φορές γίνεται η υπόθεση της μόνιμης ροής αν και στην πραγματικότητα η ροή δεν είναι μόνιμη. Για το σχεδιασμό των υδραυλικών έργων η μόνιμη κατάσταση στην οποία εδράζεται η επίλυση είναι συνήθως η δυσμενέστερη.

Στη μόνιμη ροή ισχύει:

$$\frac{\partial a}{\partial t} = 0 \quad (2.1)$$

όπου: a κάθε υδραυλικό μέγεθος της ροής (π.χ. ταχύτητα ροής).

Πρακτικά, η παραπάνω εξίσωση σημαίνει ότι ο χρόνος δεν εμφανίζεται πουθενά ως μεταβλητή. Θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι στην τυρβώδη ροή, που συνήθως συναντάται σε πραγματικά προβλήματα, ακόμη και όταν προσεγγίζεται ως μόνιμη ροή στην πραγματικότητα συμβαίνουν μικρές σύντομες διακυμάνσεις για όλα τα μεγέθη της ροής πάνω κάτω από τη μέση τιμή.

Μία ακόμη προσέγγιση που εφαρμόζεται στο σχεδιασμό ορισμένων υδραυλικών έργων είναι η χωρική απλοποίηση της ροής. Για παράδειγμα, σε έναν αγωγό κυκλικής διατομής υπό πίεση μολονότι η κατανομή της ταχύτητας του σωλήνα μεταβάλλεται στην κυκλική διατομή, η υπόθεση της ομοιόμορφης ταχύτητας γίνεται σε όλη την κυκλική διατομή.

Ιδιαίτερα η ομοιόμορφη ροή σε κλειστούς αγωγούς κυκλικής διατομής δύναται να θεωρηθεί, ότι συνιστά μία ιδιάζουσα περίπτωση δισδιάστατης ροής με αξονική συμμετρία. Οι γραμμές ροής είναι παράλληλες μεταξύ τους και παράλληλες με τον άξονα της ροής (Νουτσόπουλος και Χριστοδούλου, 1996).

Επομένως, γίνεται η προσέγγιση ότι η ταχύτητα θεωρείται μόνο κατά μήκος του αγωγού και είναι σταθερή για όλη τη διατομή.

2.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΡΟΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥΣ ΑΓΩΓΟΥΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ

Τρεις είναι οι βασικές εξισώσεις που αναφέρονται στις αρχές διατήρησης της μάζας, της ενέργειας και της ορμής.

1. Αρχή της διατήρησης της μάζας (ή εξίσωση συνέχειας). Σε μόνιμη ροή το άθροισμα των παροχών που εισρέουν σε έναν κόμβο χωρίς αποθήκευση είναι ίσο με το άθροισμα των παροχών που εκρέουν:

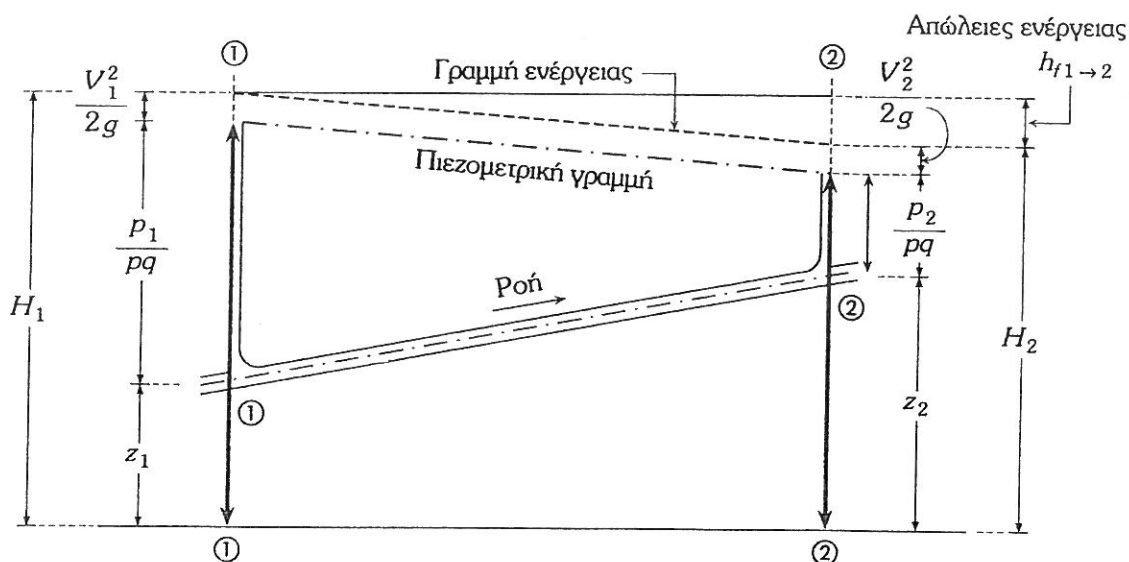
$$\sum Q_{in} = \sum Q_{out} \quad (2.2)$$

2. Αρχή της διατήρησης της ενέργειας. Το ύψος της γραμμής ενέργειας σε μία θέση 1 (H_1) είναι ίσο με το ύψος ενέργειας σε μία κατάντη θέση 2 (H_2) μαζί με τις απώλειες ενέργειας (σε μονάδες μήκους) στη διαδρομή 1 - 2.

$$H_1 = H_2 + \sum h_{f,1 \rightarrow 2} \quad (2.3)$$

Σημειώνεται ότι το ύψος ενέργειας H σε μονάδες μήκους σε κάθε θέση αποτελείται:

- Από το υψόμετρο θέσης (z)
- Το ύψος πίεσης $p/\rho g$
- Το ύψος κινητικής ενέργειας $V^2/2g$.



Σχ. 2.1: Σκαρίφημα που δείχνει την αρχή διατήρησης της ενέργειας για ένα τμήμα του αγωγού 1-2.

Δηλαδή:

$$H = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \quad (2.4)$$

όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Η πιεζομετρική γραμμή είναι το άθροισμα του ύψους πίεσης και του υψομέτρου θέσης.

3. Αρχή διατήρησης της ορμής:

Αν υπάρχει ένας μόνο αγωγός με ομοιόμορφη μόνιμη ροή η εξίσωση της ορμής γράφεται:

$$\sum F_x = \rho Q (V_x^{\text{εκροής}} - V_x^{\text{εισορής}}) \quad (2.5)$$

$$\sum F_y = \rho Q (V_y^{\text{εκροής}} - V_y^{\text{εισορής}})$$

Οι δυνάμεις μπορεί να είναι δυνάμεις που δρουν στις επιφάνειες του όγκου ελέγχου, όπως η συνισταμένη των πιέσεων σε κάθε διατομή, η τριβή (επιφανειακές δυνάμεις) και οι δυνάμεις βαρύτητας (βάρος).

2.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗ ΜΟΝΙΜΗ ΡΟΗ

2.4.1 Γραμμικές Απώλειες κατά Darcy - Weisbach

Έστω αγωγός κυκλικής διατομής με ομοιόμορφη και μόνιμη ροή. Έστω στοιχειώδης όγκος έλεγχου, σταθερής κυκλικής διατομής A , εσωτερικής διαμέτρου D , μήκους δx .

Είναι γνωστό ότι, όταν ένα σώμα κινείται και βρίσκεται σε επαφή με ένα άλλο, τότε στην επιφάνεια επαφής δημιουργείται δύναμη τριβής. Επομένως, για έναν κλειστό αγωγό ύδατος που μεταφέρει νερό μεταξύ δύο σημείων, αναπτύσσονται απώλειες ενέργειας που οφείλονται στις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται κατά την επαφή του κινούμενου υγρού με το στερεό τοίχωμα του αγωγού.

Η διατμητική τάση είναι συνάρτηση της ταχύτητας V , της πυκνότητας ρ του ιξώδους μ του κινούμενου ρευστού, της διαμέτρου D και της τραχύτητας k του αγωγού:

$$\tau_0 = f(V, D, \rho, \mu, k) \quad (2.6)$$

Με βάση την διαστατική ανάλυση προκύπτει ο συντελεστής τριβής f :

$$\left. \begin{aligned} \frac{8\tau_0}{\rho V^2} &= f \left(\frac{VD\rho}{\mu}, \frac{k}{D} \right) \quad \text{ή ισοδύναμα} \\ \tau_0 &= f \frac{\rho V^2}{8} \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

Συνεπώς ο συντελεστής τριβής f εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds

$$Re = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} \quad \text{και από τη σχετική ταχύτητα } k/D. \quad (2.8)$$

Ο όρος $\nu = \mu/\rho$ ονομάζεται κινηματική συνεκτικότητα του νερού (ή κινηματικό ιξώδες) έχει διαστάσεις m^2/s και για τα ρευστά ελαττώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας.

Οι Darcy-Weisbach κατέληξαν στην παρακάτω σχέση που αποδίδει το γραμμικό ύψος απωλειών h_f , συναρτήση του συντελεστή τριβής f , της διαμέτρου του αγωγού, του μήκους του αγωγού και της ταχύτητας:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}, \quad (2.9)$$

ή ισοδύναμα θέτοντας όπου $Q = V \cdot A = V \cdot \pi(D/2)^2$

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g(\pi D^2/4)^2},$$

ή ισοδύναμα:

$$h_f = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

όπου: $f = f(Re, k/D)$ = συντελεστής τριβής αδιάστατος αριθμός,

Q = παροχή (m^3/s),

V = ταχύτητα (m/s),

L = μήκος του αγωγού για το οποίο προσδιορίζονται οι απώλειες (m) και

D = (εσωτερική) διάμετρος του αγωγού (m).

Με τον όρο αντίσταση του αγωγού εννοείται η ποσότητα:

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} \quad (2.10)$$

Οπότε:

$$h_f = RQ^2 \quad (2.11)$$

Η αντίσταση του αγωγού έχει μονάδες που καθορίζονται από την παραπάνω εξίσωση όπως $m/(m^3/s)^2$.

Με δεδομένο ότι η παροχή προκύπτει για τις ανάγκες σχεδιασμού η αντίσταση ομαδοποιεί την επίδραση των άλλων μεταβλητών για τον προσδιορισμό των γραμμικών απωλειών. Προκύπτει ότι η αντίσταση αυξάνει γραμμικά με το μήκος, ενώ η αύξηση της διαμέτρου συνεπάγεται σημαντική μείωση της αντίστασης και συνεπώς για δεδομένη παροχή, σημαντική μείωση των γραμμικών απωλειών. Επίσης, ο συντελεστής τριβής f (και συνακόλουθα και η αντίσταση R) εξαρτάται από τη διάμετρο του αγωγού, από την ταχύτητα, την κινηματική συνεκτικότητα, καθώς και από την τραχύτητα των τοιχωμάτων του αγωγού.

Η εξίσωση Darcy-Weisbach έχει φυσικό υπόβαθρο εφόσον στηρίζεται στην εξίσωση της διατήρησης της ορμής και στην διαστατική ανάλυση για τον προσδιορισμό της διατμητικής τάσης στα τοιχώματα του αγωγού. Η εξίσωση των Darcy-Weisbach ισχύει για στρωτή και τυρβώδη ροή. Στα συνήθη πρακτικά προβλήματα κλειστών αγωγών υπό πίεση η ροή είναι τυρβώδης.

Η κλίση των γραμμικών απωλειών φορτίου ορίζεται ως το πηλίκο των γραμμικών απωλειών φορτίου προς το μήκος του αγωγού:

$$S_f = \frac{h_f}{L} = f \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g} = 0.08263 f \frac{Q^2}{D^5} \quad (2.12)$$

2.4.2 Προσδιορισμός του Συντελεστή Τριβής f

Ο συντελεστής f στη γενική περίπτωση εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds (Εξ. 2.8) και από την σχετική τραχύτητα k/D . Ο αριθμός Re περιγράφει το είδος της ροής. Η τραχύτητα ενός αγωγού υποδηλώνει το μέσο μέγεθος των προεξοχών των τοιχωμάτων του αγωγού που εμποδίζει τη ροή και επομένως συντελεί στην ύπαρξη απωλειών λόγω τριβών. Ωστόσο, σε πραγματικές εφαρμογές, όπως θα αναφερθεί στη συνέχεια, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και άλλοι παράγοντες, όπως η γήρανση των αγωγών και οι τοπικές απώλειες, γεγονός που οδηγεί σε αύξηση της τραχύτητας.

Για τιμές του αριθμού Reynolds μεγαλύτερες από 4000 η ροή είναι τυρβώδης ($Re > 4000$). Η περιοχή αυτή ροής καλύπτεται από την πεπλεγμένη εξίσωση των Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.13)$$

Ο όρος $k/(3.7D)$ εκφράζει την επίδραση της τραχύτητας και ο όρος $\frac{2.51}{Re \sqrt{f}}$ εκφράζει την επίδραση της κινηματικής συνεκτικότητας στο συντελεστή τριβής f .

Ο συντελεστής f προσδιορίζεται από μία επαναληπτική διαδικασία. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι για τις ακραίες περιπτώσεις του Re (μεγάλοι αριθμοί Re) και της τραχύτητας (μικρή τραχύτητα) η εξίσωση των Colebrook - White συγκλίνει στις εξισώσεις για υδραυλικά λεία περιοχή.

Τομή για τους υδραυλικούς υπολογισμούς αποτέλεσε το διάγραμμα Moody (Σχήμα 2.2) που συμπυκνώνει όλες τις περιπτώσεις για τον προσδιορισμό του f . Έτσι:

- Για $Re < 2100$ η ροή είναι στρωτή και ο συντελεστής τριβής μπορεί να προσδιοριστεί από την εξίσωση:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (2.14)$$

- Για τιμές μεταξύ $2100 < Re < 4000$ πραγματοποιείται η μετάβαση από τη στρωτή στην τυρβώδη ροή.
- Για τιμές $Re > 4000$ μπορεί με ικανοποιητική ακρίβεια να χρησιμοποιηθεί η εξίσωση των Colebrook - White.
- Για τυρβώδη ροή και υδραυλικά λεία περιοχή $(k/D) \rightarrow 0$, ο συντελεστής τριβής εξαρτάται μόνο από τον αριθμό Re και συγκεκριμένα η αύξηση του αριθμού Re οδηγεί σε μείωση του συντελεστή τριβής:

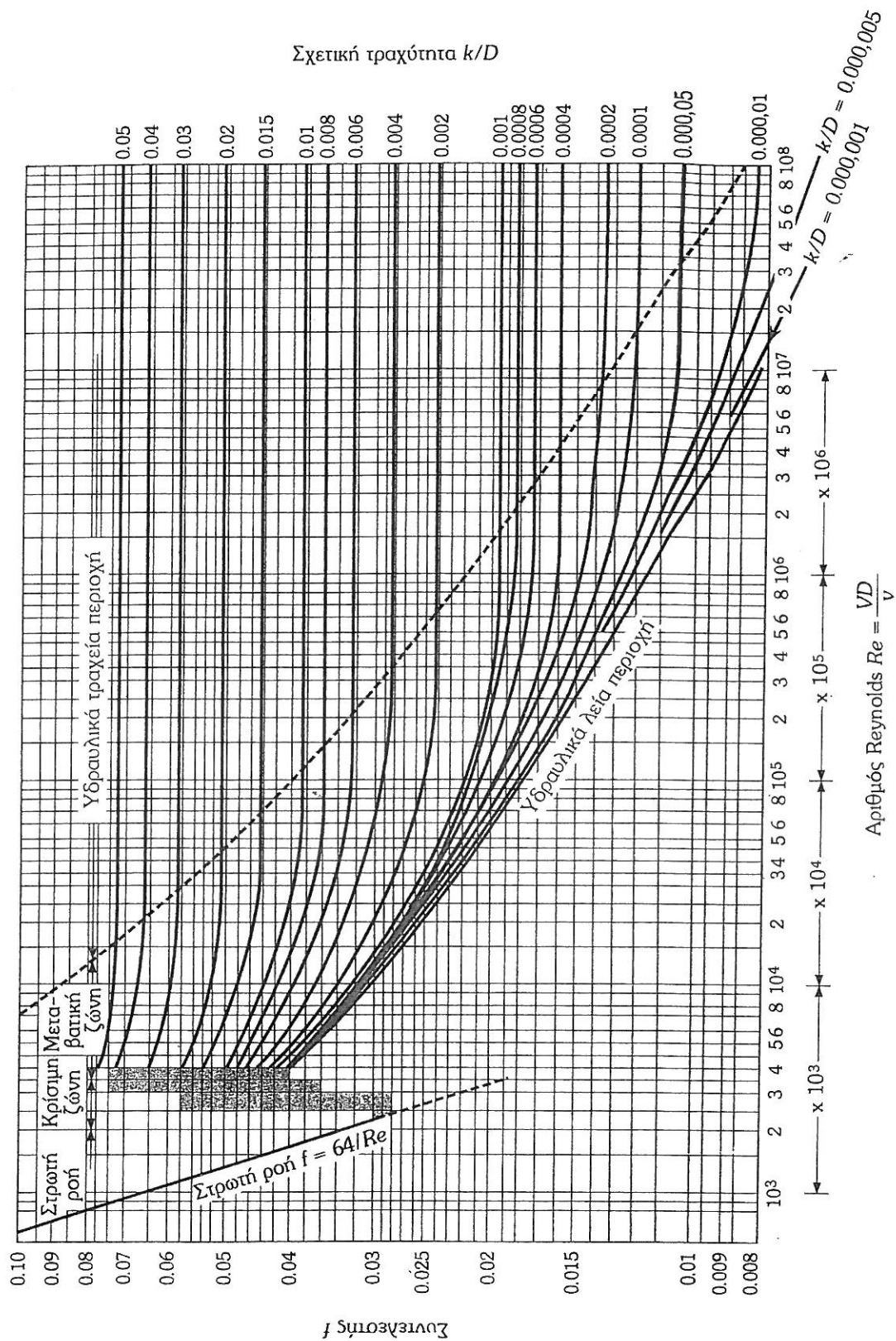
$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.15)$$

Η περίπτωση της υδραυλικά λείας περιοχής περιγράφεται από την κάτω καμπύλη που περιβάλλει το διάγραμμα Moody. Παρατηρήστε ότι για μικρές τιμές της τραχύτητας και ένα εύρος τιμών Re οι καμπύλες του συντελεστή τριβής συγκλίνουν στην καμπύλη της λείας περιοχής. Η χρήση νέων υλικών που χαρακτηρίζονται από μικρή τραχύτητα έδωσε αυξημένο ερευνητικό ενδιαφέρον στην προσέγγιση της λείας περιοχής (Larock et al., 2000).

- Η αύξηση του αριθμού Re οδηγεί σε μείωση του συντελεστή τριβής f ενώ από ένα σημείο και πέρα για αγωγό δεδομένης τραχύτητας, ο συντελεστής τριβής δεν αλλάζει με την περαιτέρω αύξηση του αριθμού Re . Επίσης, όσο αυξάνεται η τραχύτητα αυξάνεται και ο συντελεστής τριβής f . Για μεγάλες τιμές του αριθμού Re και σημαντική τραχύτητα ο συντελεστής τριβής εξαρτάται αποκλειστικά από την τιμή της σχετικής τραχύτητας:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} \right) \quad (2.16)$$

(πλήρως ανεπτυγμένη τυρβώδης ροή, μεγάλες συγκριτικά τιμές Re και k/D).



Σχ. 2.2: Διάγραμμα Moody.

Στην περιοχή της υδραυλικά τραχείας περιοχής οι καμπύλες του συντελεστή τριβής είναι παράλληλες μεταξύ τους. Η περιοχή της τραχείας περιοχής είναι στην άνω περιοχή του διαγράμματος Moody (όπου υπάρχουν σημαντικές τραχύτητες) και δεξιά (που αναπτύσσονται σημαντικοί αριθμοί Re).

- Η εξίσωση των Colebrook-White καλύπτει όλες τις καταστάσεις όλων των περιοχών εφόσον για $(k/D) \rightarrow 0$ ή $Re \rightarrow \infty$ αντίστοιχα οδηγούμαστε στις εξισώσεις της λείας περιοχής και της τραχείας περιοχής, αντίστοιχα όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.1.

Πίν. 2.1: Τιμές του συντελεστή τριβής f

Είδος Ροής	Εξίσωση f	Περιοχή ισχύος
Στρωτή	$f = \frac{64}{Re}$	$Re < 2100$
Υδραυλικά λεία περιοχή	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$	$(k/D) \rightarrow 0, Re > 4000$
Μεταβατική περιοχή	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$	$Re > 4000$
Υδραυλικά τραχεία περιοχή	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} \right)$	$Re > 4000$, σημαντικοί αριθμοί Re και σημαντική τραχύτητα

Τυρβώδης ροή

Για να αντιμετωπισθεί το πρόβλημα της εύρεσης του f από μία πεπλεγμένη εξίσωση αναπτύχθηκαν διάφορες ρητές εξισώσεις.

Ευρέως διαδεδομένη είναι η ρητή εξίσωση των Swamee and Jain (1976) για τον προσδιορισμό του συντελεστή τριβής f :

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2} \quad (2.17)$$

Η εξίσωση των Swamee and Jain προσεγγίζει την εξίσωση των Colebrook-White με μεγάλη ακρίβεια και χρησιμοποιείται ευρύτατα στο σχεδιασμό αγωγών υπό πίεση. Το σφάλμα στο f είναι της τάξης του $\pm 1\%$ όταν $Re > 10^4$, γεγονός σύνηθες στα περισσότερα πρακτικά προβλήματα κλειστών αγωγών.

Επίσης συνιστώμενη είναι και η ρητή σχέση του Chen (π.χ. Romero et al., 2002, Παντοκράτορας, 2002):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k/D}{3.7065} - \frac{5.0452}{Re} \left(\log \left(\frac{(k/D)^{1.1098}}{2.8257} + \left(\frac{7.149}{Re} \right)^{0.8981} \right) \right) \right) \quad (2.18)$$

2.4.3 Άλλες Εξισώσεις για τον Προσδιορισμό του Ύψους Απωλειών

Σύμφωνα με την ιδιαίτερα δημοφιλή στις Αγγλοσαξωνικές χώρες εξίσωση των Hazen-Williams οι απώλειες φορτίου με βάση το διεθνές σύστημα μονάδων μπορούν να γραφούν ως εξής:

$$h_f = \frac{10.7 L}{C^{1.852} D^{4.87}} Q^{1.852} \quad (2.19)$$

ή ισοδύναμα:

$$h_f = RQ^{1.852} \quad (2.20a)$$

όπου:

$$R = \frac{10.7 L}{C^{1.852} D^{4.87}}, \text{ η αντίσταση των αγωγών κατά Hazen-Williams (2.20β)}$$

όπου: L = το μήκος του αγωγού και

C = ο συντελεστής τριβών Hazen-Williams.

Στην πράξη θεωρείται ένας συντελεστής C για όλους τους κλάδους που αποτελούνται από το ίδιο υλικό, ο οποίος εξαρτάται από το υλικό του αγωγού ενώ στην πράξη δεν λαμβάνεται υπόψη το είδος της ροής όπως συμβαίνει με το συντελεστή τριβής f (ο οποίος λαμβάνει υπόψη του τη σχετική τραχύτητα αλλά και τον αριθμό Re). Από την άλλη πλευρά η προσέγγιση των Hazen-Williams απλοποιεί σημαντικά την επίλυση, ιδιαίτερα όταν είναι γνωστά τα ύψη της πιεζομετρικής γραμμής και τα γεωμετρικά στοιχεία των αγωγών και ζητείται η παροχή. Ωστόσο, η απλοποίηση αυτή μπορεί να επιτευχθεί και από τη χρήση της εξίσωσης των Darcy-Weisbach με βάση την εξίσωση λογαριθμικής ευθείας για το f .

Τα παραπάνω είναι ακόμη πιο εμφανή από τη διερεύνηση των αναγκαίων συνθηκών για την ισοδυναμία μεταξύ των εξισώσεων του Hazen-Williams και των Darcy-Weisbach:

$$h_f = \frac{10.7 L}{C^{1.852} D^{4.87}} Q^{1.852} = f \frac{8 L}{g \pi^2 D^5} Q^2$$

$$\frac{10.7 g \pi^2}{8 C^{1.852} Q^{0.148}} D^{0.13} = f$$

$$\left(\frac{10.7 g \pi^2}{8 f Q^{0.148}} D^{0.13} \right)^{0.54} = C \quad (2.21)$$

Συνεπώς, για να είναι οι δύο εξισώσεις ισοδύναμες θα πρέπει ο συντελεστής C να επιλέγεται με τρόπο ώστε εκτός του υλικού να λαμβάνεται υπόψη ο αριθμός Re μολονότι κατά την εφαρμογή της εξίσωσης των Hazen-Williams στην πράξη ο συντελεστής C λαμβάνεται εξαρτώμενος μόνο από το υλικό του αγωγού και την παλαιότητα του.

Επίσης, στην Αυστραλία χρησιμοποιείται η εξίσωση του Manning η οποία σε κυκλικούς αγωγούς υπό πίεση γράφεται:

$$h_f = \frac{10.29 n_{MANNING}^2 L}{D^{5.33}} Q^2 \quad (2.22)$$

Στην πράξη ο συντελεστής Manning προσδιορίζεται από το είδος του υλικού του αγωγού. Όπως και κατά την εφαρμογή της εξίσωσης των Hazen-Williams η εξίσωση Manning έχει το μειονέκτημα ο συντελεστής $n_{MANNING}$ να μην λαμβάνει υπόψη το είδος της ροής. Η εξίσωση του Manning συνιστάται για πλήρως ανεπτυγμένη ροή (Larock et al., 2000).

2.4.4 Εκθετική Μορφή για τον Προσδιορισμό του Ύψους Απωλειών

Αποτελεί πλεονέκτημα κατά την ανάλυση μεγάλων δικτύων η έκφραση του ύψους απωλειών με βάση την εκθετική μορφή. Για ένα κλάδο αγωγού διαμέτρου D και μήκους L οι απώλειες φορτίου h_f εκφράζονται από την εκθετική συνάρτηση

$$h_f = R Q^n \quad (2.23a)$$

ή ισοδύναμα:

$$Q = \left(\frac{h_f}{R} \right)^{1/n} \quad (2.23b)$$

Συνεπώς, ανάλογα με την εξίσωση η οποία επιλέγεται για τον προσδιορισμό των γραμμικών απωλειών διαμορφώνεται η αντίσταση και ο εκθέτης R και n αντίστοιχα (βλ. Πίνακα 2.2). Αν και οι Αγγλοσαξωνικές χώρες χρησιμοποιούν την εξίσωση των Hazen-Williams, η εξίσωση των Darcy-Weisbach είναι περισσότερο ακριβής με καλύτερο φυσικό υπόβαθρο.

Για παράδειγμα με βάση την εξίσωση των Darcy - Weisbach ($n = 2$), η εκθετική συνάρτηση είναι $h_f = RQ^2$ οπότε

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}, \quad (2.24)$$

όπου: h_f (m) = γραμμικές απώλειες ενέργειας σε μονάδες μήκους.

Μια σημαντική εφαρμογή της εκθετικής προσέγγισης προκύπτει από τη χρήση της εξίσωσης των Darcy - Weisbach με την προσέγγιση ότι για ένα προβλεπόμενο εύρος της παροχής, ο συντελεστής τριβής f , προσεγγίζεται ως μια λογαριθμική ευθεία γραμμή, με συνάρτηση την παροχή.

Με βάση την παραπάνω προσέγγιση, τροποποιείται ο εκθέτης n και η αντίσταση, R , ώστε η αντίσταση να είναι σταθερή και ανεξάρτητη της παροχής ενώ ο εκθέτης της παροχής διαφοροποιείται για κάθε κλάδο. Αρχικά ο συντελεστής τριβής f μπορεί να προσεγγισθεί για μία περιοχή του διαγράμματος Moody από την εξίσωση (Larock et al., 2000):

$$f = \frac{a}{Q^b} \quad (2.25)$$

Επομένως η εξίσωση των απωλειών γίνεται:

$$h_f = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} Q^2 = \frac{8L}{g\pi^2 D^5} \frac{a}{Q^b} Q^2 = \frac{8La}{g\pi^2 D^5} Q^{2-b} \quad (2.26)$$

Με βάση την εκθετική συνάρτηση ορίζεται αντίσταση που είναι ανεξάρτητη της παροχής

$$R = \frac{8La}{g\pi^2 D^5}, \quad \text{και εκθέτη } 2 - b = n \quad (2.27)$$

Για την εκτίμηση των παραμέτρων θα πρέπει να γίνει μία εκτίμηση του εύρους των παροχών (2 σημεία από το διάγραμμα Moody) επομένως και των αριθμών Reynolds. Κατόπιν, με λογαρίθμιση μπορούν να προσδιοριστούν οι παράμετροι a και b :

$$\left. \begin{aligned} \ln f_1 &= \ln a - b \ln Q_1 \\ \ln f_2 &= \ln a - b \ln Q_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

Οπότε:

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{\ln(f_1/f_2)}{\ln(Q_2/Q_1)} \\ a &= f_1 Q_1^b \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

Εάν η τελική παροχή προκύψει εκτός αυτού του εύρους τότε επαναπροσδιορίζονται οι συντελεστές a και b και επαναλαμβάνεται η διαδικασία. Επίσης, με βάση τις τελικές παροχές μπορεί να επαναπροσδιοριστεί το διάστημα της παροχής προκειμένου η παρεμβολή να έχει μεγαλύτερη ακρίβεια. Η μοναδική προσαρμογή που πρέπει να γίνει όταν εφαρμόζεται η εκθετική μέθοδος προσδιορισμού των γραμμικών απωλειών σε σχέση με τις επόμενες μεθοδολογίες επίλυσης κλειστών δικτύων, είναι ότι οι αντιστάσεις παραμένουν σταθερές ενώ ο εκθετικός συντελεστής της παροχής n είναι διάφορος του δύο και διαφοροποιείται από κλάδο σε κλάδο.

Συνοπτικά οι εξισώσεις απωλειών φορτίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2 ενώ η κλίση των απωλειών για τις εξισώσεις αυτές παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.3.

Πίν. 2.2: Προσδιορισμός των γραμμικών απωλειών για κυκλικούς αγωγούς υπό πίεση

	Εξίσωση γραμμικών απωλειών ενέργειας	Αντίσταση αγωγού (διεθνές σύστημα μονάδων)	Εκθέτης της εξίσωσης
Darcy-Weisbach	$h_f = RQ^n$	$R = \frac{8 f L}{g \pi^2 D^5}$ μεταβλητή με την παροχή	$n = 2$
Darcy - Weisbach προσέγγιση λογαριθμικής ευθείας	$h_f = RQ^n$	$R = \frac{8 La}{g \pi^2 D^5}$ μη μεταβλητή με την παροχή	$n = 2 - b$ (a, b προκύπτουν από εκτίμηση του εύρους της παροχής)
Hazen - Williams	$h_f = RQ^n$	$R = \frac{10.7 L}{C^{1.852} D^{4.87}}$ μη μεταβλητή με την παροχή	$n = 1.852 < 2$
Manning	$h_f = RQ^n$	$R = \frac{10.29 n_{\text{MANNING}}^2 L}{D^{5.33}}$ μη μεταβλητή με την παροχή	$n = 2$

Πίν. 2.3: Προσδιορισμός της κλίσης απωλειών σε πρακτικές εφαρμογές για κυκλικούς αγωγούς υπό πίεση

	Κλίση γραμμικών απωλειών $S_f = \frac{h_f}{L}$
Darcy - Weisbach	$S_f = 0.0862 \frac{f}{D^5} Q^2$
Darcy - Weisbach εκθετική συνάρτηση	$S_f = 0.0862 \frac{a}{D^5} Q^{2-b}$
Hazen - Williams	$S_f = \frac{10.7}{D^{4.87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852}$
Manning	$S_f = \frac{10.29}{D^{5.33}} (n_{MANNING} Q)^2$

2.4.5 Τοπικές Απώλειες Φορτίου

Οι τοπικές απώλειες οφείλονται στα τοπικά εμπόδια τα οποία συναντά η ροή. Οι κυριότερες αιτίες τοπικών απωλειών είναι οι παρακάτω:

- Απότομη διαστολή ή συστολή της διατομής του αγωγού
- Βαθμιαία διαστολή ή συστολή της διατομής του αγωγού
- Αλλαγή κατεύθυνσης του αγωγού
- Τοπικές απώλειες σε δικλείδες και άλλες συσκευές που παρεμβάλλονται στη ροή
- Μη ευθύγραμμη τοποθέτηση του αγωγού.

Στην πράξη η διαταραχή αυτής της ροής για τις παραπάνω αιτίες δεν περιορίζεται σε ένα σημείο και το φαινόμενο συνοδεύεται από την ανάπτυξη στροβίλων και αποκλίνουσας ροής (Νουτσόπουλος και Χριστοδούλου, 1996). Ωστόσο, για απλοποίηση θεωρείται ότι οι τοπικές απώλειες σημειώνονται σημειακά μετατοπίζοντας τη γραμμή ενέργειας κατακόρυφα. Οι τοπικές απώλειες προσδιορίζονται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$h'_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (2.30)$$

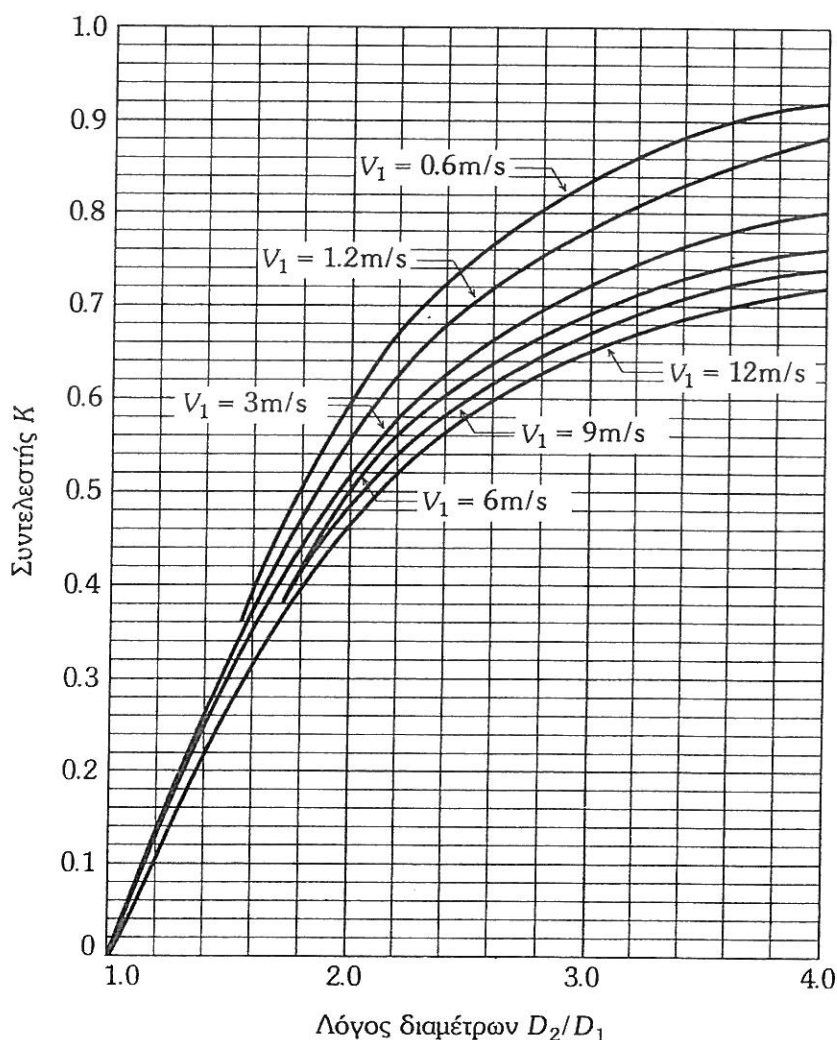
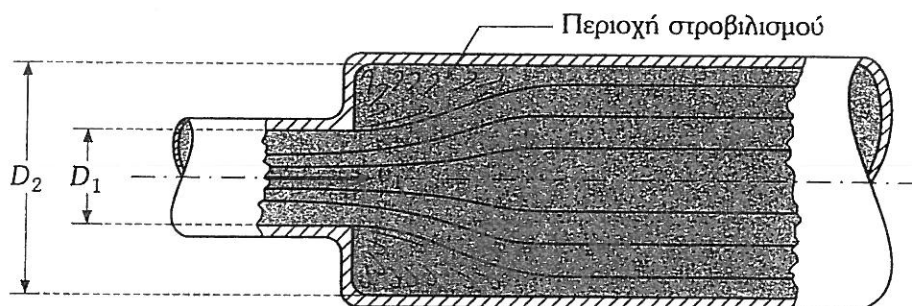
Ακολουθούν βασικές παρατηρήσεις για τις τοπικές απώλειες:

- Από εφαρμογή των μακροσκοπικών εξισώσεων διατήρησης (από τις λίγες περιπτώσεις που ο συντελεστής K μπορεί να προκύψει με θεωρητική

μελέτη των εξισώσεων) προκύπτει ότι για την περίπτωση της απότομης διαστολής (Σχήμα 2.3) σε κυκλικούς αγωγούς ισχύει η εξίσωση:

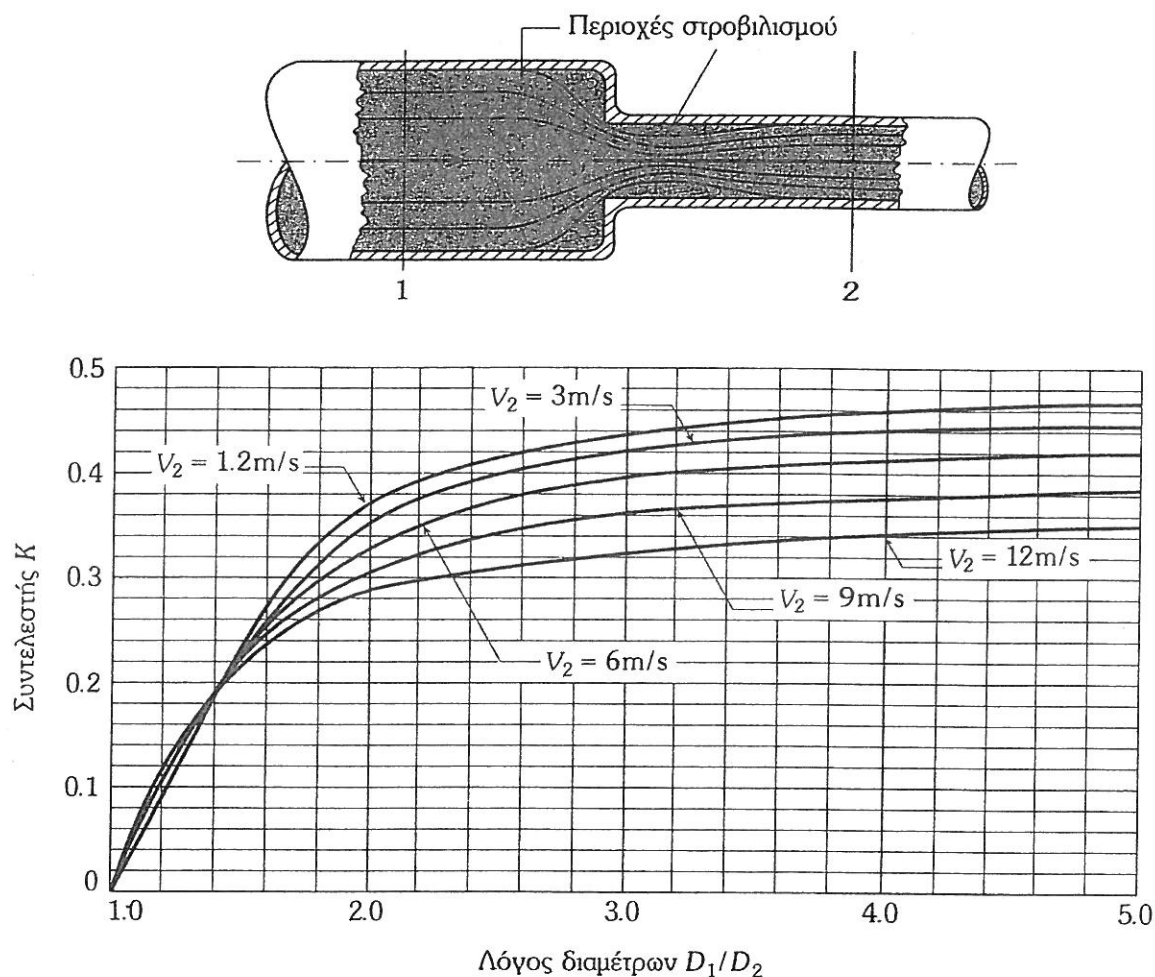
$$K = \left(1 - \frac{D_1^2}{D_2^2}\right)^2 \quad (2.31)$$

Τα αποτελέσματα της παραπάνω εξίσωσης είναι συμβατά με τα πειραματικά αποτελέσματα για ταχύτητα περί τα 1.2 m/s (συνήθης τιμή στα τυπικά υδραυλικά έργα). Για διαφορετικές τιμές της ταχύτητας συνιστάται η χρήση του νομογραφήματος του Σχήματος 2.3.



Σχ. 2.3: Προσδιορισμός δείκτη K για απότομη διαστολή αγωγού, $h'_f = K(V_1^2/2g)$.

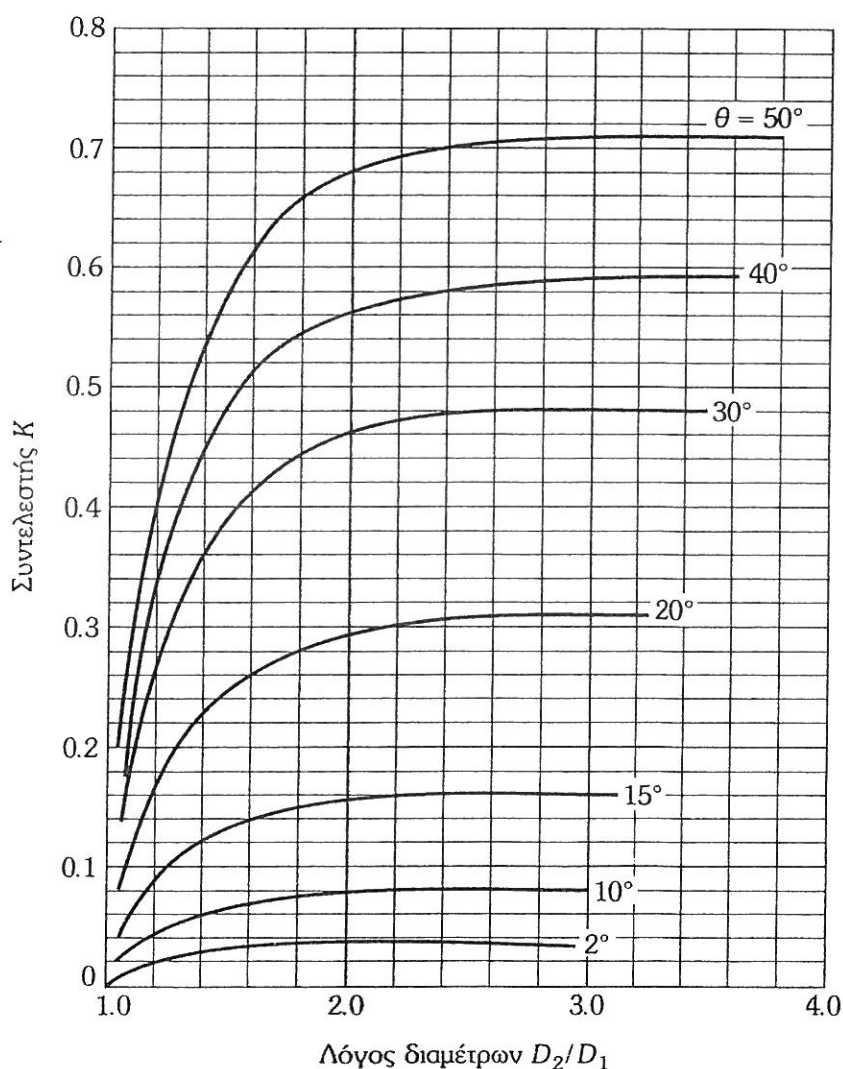
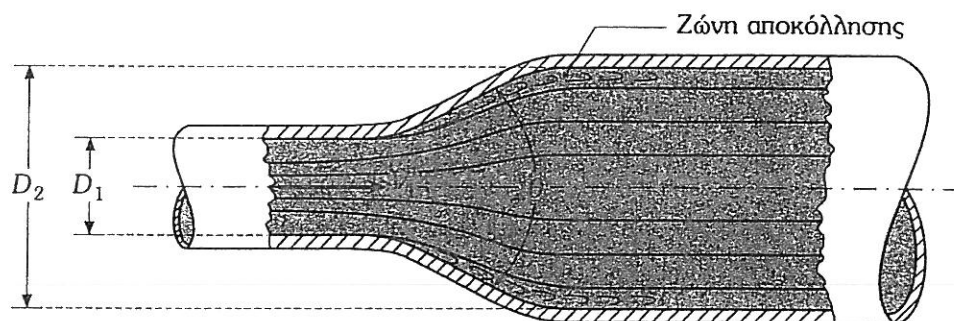
- Μία ακραία περίπτωση απότομης διαστολής του αγωγού είναι η κατάληξη του αγωγού σε δεξαμενή. Σε αυτήν την περίπτωση $D_2 \rightarrow \infty$, οπότε προκύπτει $h_f' = V_2^2/2g$, που σημαίνει ότι όλη η κινητική ενέργεια καταναλώνεται στις τοπικές απώλειες ενέργειας. Η εξίσωση αυτή ισχύει για κάθε περίπτωση κατάληξης του αγωγού σε δεξαμενή.
- Όταν η διατομή του αγωγού συστέλλεται απότομα η ροή δεν μπορεί να ακολουθήσει τις έντονες μεταβολές των τοιχωμάτων λόγω αδράνειας, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται στρόβιλοι, αναγκάζοντας τη ροή κατάληξη να διέλθει από μικρότερη διατομή από τη D_2 . Τελικά, ο συντελεστής K προσεγγίζεται από το νομογράφημα που στηρίζεται σε πειραματικά δεδομένα και επηρεάζεται από την ταχύτητα και τις διαστάσεις των αγωγών (Σχήμα 2.4).



Σχ. 2.4: Προσδιορισμός δείκτη K για απότομη συστολή αγωγού, $h_f' = K(V_2^2/2g)$.

- Η βαθμιαία διαστολή του αγωγού διαφοροποιεί σημαντικά το πρόβλημα σε σχέση με την περίπτωση της απότομης διαστολής. Για μεγάλες γωνίες δημιουργείται αποκόλληση της ροής οπότε προκύπτουν αυξημένες απώλειες λόγω απωλειών κινητικής ενέργειας καθώς το ρευστό εκτο-

ξεύεται σε μορφή φλέβας από το μικρότερο αγωγό (π.χ. Παπαϊωάννου, 1997 και Munson et al., 1990). Για μικρές γωνίες προκύπτει σημαντικό μήκος διαχυτή (το μήκος του αγωγού που μεσολαβεί μεταξύ D_1 και D_2) και συνεπώς προκύπτουν αυξημένες γραμμικές απώλειες. Η βέλτιστη γωνία προκύπτει περί τις 7° (Mott et al., 2006). Για τον προσδιορισμό του συντελεστή K μπορεί να χρησιμοποιηθεί νομογράφημα του Σχήματος 2.5.



Σχ. 2.5: Προσδιορισμός δείκτη K για βαθμιαία διαστολή αγωγού, $h_f' = K(V_1^2/2g)$.

Επίσης, οι βαθμιαίες συστολές δημιουργούν λιγότερες απώλειες ενέργειας σε σχέση με την απότομη συστολή και προσδιορίζονται διαγραμματικά.

- Για την περίπτωση όπου παρουσιάζεται αλλαγή κατεύθυνσης στον αγωγό (καμπή) τότε παρουσιάζονται δευτερεύουσα ροή και ενδεχόμενα φαινόμενα αποκόλλησης της ροής με έντονους στροβιλισμούς και επομένως αναπτύσσονται σημαντικές τοπικές απώλειες. Ενδεικτικά για έναν αδρομερή υπολογισμό προτείνεται η χρήση της παρακάτω εξίσωσης:

$$K = \left[0.0733 + 0.923 \left(\frac{D}{R} \right)^{3.5} \right] a^{0.5} \quad (2.32)$$

όπου R η ακτίνα καμπύλωσης και a η κυρτή γωνία που σχηματίζουν οι δύο αγωγοί σε rad (γωνία αλλαγής κατεύθυνσης) με την οριζόντια.

Τοπικές απώλειες δημιουργούνται και στις πάσης φύσεως συσκευές που εμποδίζουν τη ροή (π.χ. δικλείδες).

Για μία πληρέστερη προσομοίωση των απωλειών στις δικλείδες θα πρέπει να ληφθεί υπόψη το είδος της δικλείδας, ο τρόπος λειτουργίας της δικλείδας αλλά και η τραχύτητα του αγωγού που είναι συνδεδεμένη η δικλείδα. Οι διάφορες συσκευές και οι απώλειες φορτίου που δημιουργούν παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο του Εξωτερικού Υδραγωγείου.

2.4.6 Συνολικές Απώλειες Φορτίου και Πιεζομετρική Γραμμή

Όπως αναφέρθηκε οι τοπικές απώλειες φορτίου παρουσιάζονται στα σημεία με απότομες μεταβολές της διατομής ή αλλαγής διεύθυνσης ή ύπαρξης συναρμογών, δικλείδων κ.ά., και μπορούν να προσεγγισθούν αναλυτικά. Ωστόσο, λόγω της πολυπλοκότητας των προβλημάτων σε πραγματικά υδραυλικά δίκτυα πόλεων ο αναλυτικός υπολογισμός των τοπικών απωλειών σε ένα δίκτυο ύδρευσης είναι δυσχερές. Επιπλέον, για μεγάλα μήκη αγωγών οι γραμμικές απώλειες είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις τοπικές απώλειες. Οπότε οι τοπικές απώλειες λαμβάνονται συνήθως υπόψη ενσωματωμένες συνήθως στις γραμμικές απώλειες θεωρούμενες ως ένα ποσοστό των γραμμικών απωλειών. Η προσαύξηση των γραμμικών απωλειών ώστε να περιλαμβάνονται οι πάσης φύσεως τοπικές απώλειες είναι 10 - 15 %.

Μία άλλη προσέγγιση με ευρεία εφαρμογή στις μελέτες, ιδιαίτερα στο εσωτερικό υδραγωγείο, αποτελεί η προσαύξηση της τραχύτητας προκειμένου να συμπεριληφθούν οι τοπικές απώλειες, κατά μία τάξη μεγέθους.

Σημειώνεται ότι για τον ίδιο λόγο δε γίνεται διάκριση μεταξύ γραμμής ενέργειας και πιεζομετρικής γραμμής. Αν για παράδειγμα η ταχύτητα ροής είναι 1 m/s η ποσότητα $(V^2/2g) \approx (1/20) = 0.05$ m σε σχέση με τις συνήθεις πιέσεις 20 - 50 m αποτελεί πολύ μικρό μέγεθος.

Συνεπώς, για να ισχύει η προσέγγιση της «ταύτισης» της πιεζομετρικής γραμμής με τη γραμμή ενέργειας σε κλειστούς αγωγούς υπό πίεση θα πρέπει να τηρείται ο περιορισμός ταχύτητας για τους κλειστούς αγωγούς $0.5 \leq V \leq 1.5$ (m/s) που συνήθως ισχύει στην πράξη και επιπλέον να υπάρχουν σημαντικά μήκη αγωγών.

2.4.7 Γήρανση Σωλήνων

Με τη χρήση, οι σωλήνες αποκτούν μεγαλύτερη τραχύτητα, λόγω διάβρωσης και εναπόθεσης υλικού στα τοιχώματα. Η ταχύτητα αλλαγής του συντελεστή τριβής εξαρτάται κυρίως από το ρευστό που μεταφέρεται. Οι Colebrook και White βρήκαν ότι η απόλυτη τραχύτητα k αυξάνεται γραμμικά με τον χρόνο, δηλαδή: $k = k_0 + at$ (Streeter et al., 1998) όπου k_0 είναι η τραχύτητα της νέας επιφάνειας και t ο χρόνος. Για τον καθορισμό του ρυθμού a απαιτούνται πειράματα σε αντίστοιχους αγωγούς.

Τόσο από τη γήρανση των σωλήνων όσο και από την ενσωμάτωση των τοπικών απωλειών με την αύξηση της τραχύτητας γίνεται προφανές ότι η επιλογή της τραχύτητας για το σχεδιασμό των δικτύων περιλαμβάνει μεγάλες αβεβαιότητες. Ωστόσο, η προσαύξηση της τραχύτητας κατά μία τάξη μεγέθους προκειμένου να συμπεριληφθούν οι τοπικές απώλειες θεωρείται ήδη σημαντική για τους υδραυλικούς υπολογισμούς οπότε η προσαύξηση της τραχύτητας επιπλέον προκειμένου να συμπεριληφθεί η γήρανση των αγωγών είναι μάλλον υπερβολική.

2.5 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΡΟΗΣ

Η κατώτατη τιμή για την ταχύτητα προκειμένου να αποφεύγονται αποθέσεις φερτών υλικών είναι συνήθως 0.5 m/s, αν και για δίκτυα διανομής σε κλειστά δίκτυα μπορεί να γίνει αποδεκτή για κάποια σενάρια λειτουργίας και μικρότερη τιμή. Η ανώτερη τιμή για την ταχύτητα προκειμένου να αποφεύγονται υπερπιέσεις λόγω πλήγματος αλλά και επειδή τότε δημιουργούνται μεγάλες απώλειες ενέργειας (οι οποίες αυξάνονται μη γραμμικά με την αύξηση της παροχής) είναι τουλάχιστον 2 m/s.

Ο γερμανικός κανονισμός DVGW-Arbeitsblatt W 302 (Παντοκράτορας, 2002) προβλέπει:

- Για κύριους αγωγούς δικτύων διανομής: 1 - 2 m/s (οι οποίοι συνήθως έχουν μεγάλη διάμετρο)
- Για αγωγούς διανομής: 0.5 - 0.8 m/s.

Το όριο ταχυτήτων για την Ελληνική πρακτική κυμαίνονται μεταξύ:

$$0.5 \leq V \leq 1.5 \text{ (m/s)} \quad (\text{Τσακίρης, 2005 και Παντοκράτορας, 2002}).$$

Σημειώστε ότι η ελάχιστη διάμετρος των αγωγών που χρησιμοποιούνται σε δίκτυα ύδρευσης για τις μελέτες στον Ελλαδικό χώρο είναι περί τα 90 mm που προφανώς επηρεάζει την ταχύτητα.

2.6 ΤΑ ΤΡΙΑ ΒΑΣΙΚΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΤΩΝ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

2.6.1 Κατηγορίες των Βασικών Προβλημάτων της Υδραυλικής για Κλειστούς Αγωγούς υπό Πίεση

Στα συνήθη υδραυλικά έργα με κλειστούς αγωγούς υπό πίεση τα βασικά προβλήματα που παρουσιάζονται θα μπορούσαν να ενταχθούν σε τρεις κατηγορίες:

1° Βασικό πρόβλημα. Προσδιορισμός της πιεζομετρικής γραμμής με γνωστά τα γεωμετρικά στοιχεία και το υλικό των αγωγών και της παροχής σχεδιασμού.

2° Βασικό πρόβλημα. Προσδιορισμός της παροχής με γνωστά τα γεωμετρικά στοιχεία και το υλικό των αγωγών και των υψών της πιεζομετρικής γραμμής.

3° Βασικό πρόβλημα. Προσδιορισμός της διαμέτρου των αγωγών με γνωστά τα (ελάχιστα) ύψη της πιεζομετρικής γραμμής, την (επιδιωκόμενη) παροχή και το υλικό των αγωγών.

Στο 1° βασικό πρόβλημα με δεδομένη την παροχή μπορεί εύκολα να προσδιορισθεί η πιεζομετρική γραμμή εφόσον από την παροχή μπορεί να υπολογισθεί η ταχύτητα στους κλάδους και τελικά ο συντελεστής τριβής και οι γραμμικές απώλειες στους κλάδους. Σ' αυτήν την περίπτωση ανεξάρτητα από την προσέγγιση για τον προσδιορισμό του f χρησιμοποιούνται οι παρακάτω εξισώσεις:

$$\left. \begin{aligned} h_{f(i-1) \rightarrow i} &= R_{(i-1) \rightarrow i} (Q_{(i-1) \rightarrow i})^2 \\ H_i &= H_{i-1} - h_{f(i-1) \rightarrow i} \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

Γενικότερα στην επίλυση σύνθετων υδραυλικών κλειστών δικτύων με βάση την παραπάνω μεθοδολογία προκύπτουν οι Q -εξισώσεις, όπου με γνωστές τις αρχικές παροχές και με υπόθεση μιας διορθωτικής παροχής προκύπτει η πιεζομετρική γραμμή και τελικά η διορθωτική παροχή βρόχου.

Στο 2° βασικό πρόβλημα με γνωστά τα ύψη της πιεζομετρικής γραμμής μπορούν να προκύψουν οι γραμμικές απώλειες. Ωστόσο, ακολουθώντας την

προσέγγιση των Darcy-Weisbach για τον προσδιορισμό της ταχύτητας είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του συντελεστή τριβής f ο οποίος με τη σειρά του εξαρτάται από τον αριθμό Re και συνακόλουθα από την ταχύτητα. Σε αυτήν την περίπτωση είναι απαραίτητη μία επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του συντελεστή τριβής f και της ταχύτητας V με βάση το ύψος απωλειών. Στο 2° βασικό πρόβλημα χρησιμοποιούνται οι παρακάτω εξισώσεις:

$$\left. \begin{aligned} H_{i-1} - H_i &= h_{f(i-1) \rightarrow i} \\ Q_{(i-1) \rightarrow i} &= \left(\frac{h_{f(i-1) \rightarrow i}}{R_{(i-1) \rightarrow i}} \right)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

Γενικότερα στην επίλυση σύνθετων υδραυλικών κλειστών δικτύων με βάση την παραπάνω μεθοδολογία προκύπτουν οι H -εξισώσεις, όπου με γνωστά τα αρχικά ύψη πιεζομετρικής γραμμής και την υπόθεση μιας διορθωτικής τιμής ύψους πιεζομετρικής γραμμής κόμβου προκύπτουν τελικά οι παροχές στους κόμβους και τα τελικά ύψη πιεζομετρικής γραμμής.

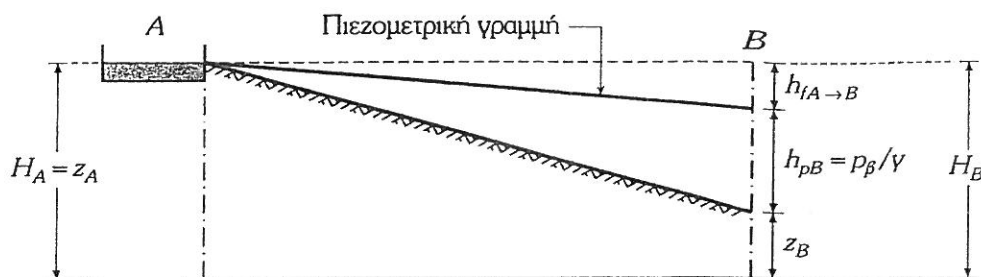
Για το 3° βασικό πρόβλημα αν και υπάρχουν αναλυτικές μεθοδολογίες για την επίλυση του, ειδικά στην απλή περίπτωση όπου αγωγός συνδέει δύο δεξαμενές στην πράξη γίνεται μία υπόθεση για την επιθυμητή διάμετρο με βάση τους περιορισμούς της ταχύτητας και με βάση το 1° Βασικό πρόβλημα γίνεται ο έλεγχος της πιεζομετρικής γραμμής. Σημειώνεται ότι οι αναλυτικές μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται σε εγχειρίδια υδραυλικής αναφέρονται σε συνεχές πεδίο ορισμού για τις διαμέτρους, ενώ στην πράξη επιλέγονται διαμέτροι εμπορίου οπότε το πεδίο ορισμού των διαμέτρων είναι διακριτό.

Θα πρέπει να διευκρινισθεί ότι με δεδομένο ότι η παροχή κατανάλωσης μεταβάλλεται τόσο κατά τη διάρκεια του έτους όσο και μέσα στην ημέρα, η θεώρηση για την παροχή σχεδιασμού αφορά συνήθως τη δυσμενέστερη περίπτωση.

2.6.2 Προσδιορισμός της Πιεζομετρικής Γραμμής

Σε ένα δίκτυο βαρύτητας που ξεκινά από ένα γνωστό υψόμετρο της πιεζομετρικής γραμμής (π.χ. στάθμη δεξαμενής) (Σημείο A - Σχήμα 2.6) υπολογίζονται οι απώλειες φορτίου και αφαιρούνται από αυτό το υψόμετρο. Το μέγεθος που προκύπτει είναι το υψόμετρο της πιεζομετρικής γραμμής. Οι απώλειες υπολογίζονται με τις γνωστές εξισώσεις που έχουν παρουσιασθεί. Αν για παράδειγμα χρησιμοποιηθεί η εξ. Darcy-Weisbach με το συντελεστή f κατά Swamme-Jain τότε ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

- α) υπολογισμός ταχύτητας ροής: $V = 4Q/(\pi D^2)$
 β) υπολογισμός f (Swamme and Jain)
 γ) Υπολογισμός της αντίστασης του αγωγού: $R = (8 \cdot f \cdot L)/(g \cdot \pi^2 \cdot D^5)$
 δ) Υπολογισμός απωλειών: $h_f = R \cdot Q^2$
 ε) υπολογισμός ύψους πιεζομετρικής γραμμής σε κατάντη σημείο B του αγωγού: $H_B = H_A - h_{f, A \rightarrow B}$.



Σχ. 2.6: Προσδιορισμός της πίεσης στον κόμβο B αμέσως μετά τη δεξαμενή στη θέση A (z_A στάθμη επιφάνειας της δεξαμενής, z_B υψόμετρο εδάφους του κόμβου B , $h_{f, A \rightarrow B}$ οι απώλειες ενέργειας και h_{pB} το ύψος πίεσης στη θέση B).

Σημειώνεται ότι για απλοποίηση το ύψος κινητικής $V^2/(2g)$ ενέργειας θεωρείται αμελητέο. Αφαιρώντας από το υψόμετρο ενεργείας το υψόμετρο του εδάφους, προκύπτει το πιεζομετρικό φορτίο στο κατάντη άκρο

$$h_{pB} = H_B - z_B$$

Εφαρμογή 1

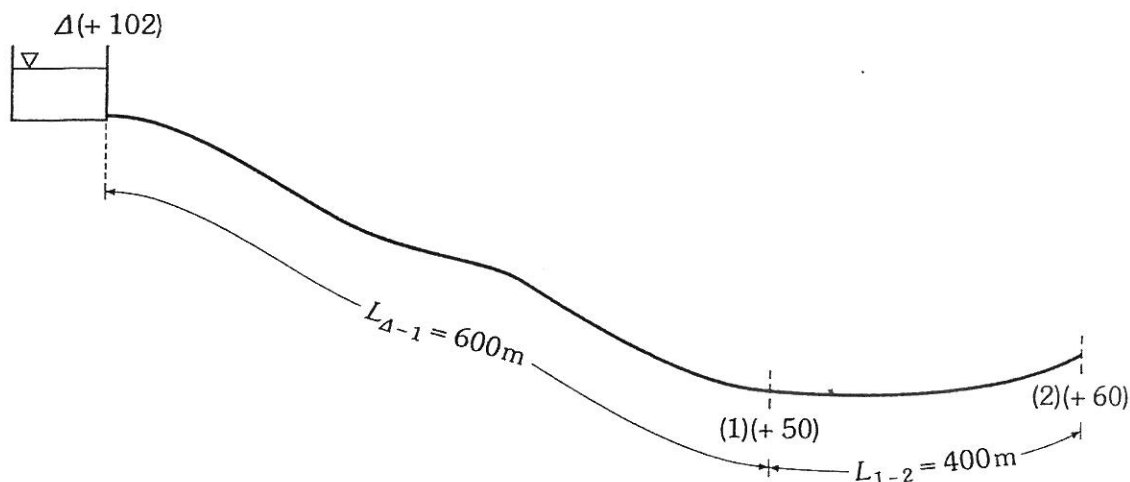
Δίνεται δεξαμενή με μέσο υψόμετρο $+102 \text{ m}$ (παραδοχή στα πλαίσια της εισαγωγικής άσκησης). Έστω εσωτερική διάμετρος $D = 0.3526 \text{ m}$ παροχής σχεδιασμού ίσης με $0.09 \text{ m}^3/\text{s}$. Το δίκτυο συνεχίζει υπό πίεση μετά τον κόμβο (2). Η παροχή παραμένει σταθερή από (Δ) έως (2). Δίνεται μήκος αγωγού από το Δ στο 1, $L_{\Delta 1} = 600 \text{ m}$ και $L_{1-2} = 400 \text{ m}$.

Ζητείται να προσδιορισθούν:

- Οι συνολικές απώλειες ενέργειας από τη δεξαμενή Δ στις θέσεις (1) και (2), αντίστοιχα.
- Το ύψος της πιεζομετρικής γραμμής στις θέσεις (1) και (2) αντίστοιχα.
- Το ύψος πίεσης στις θέσεις (1) και (2) αντίστοιχα αν το υψόμετρο στη θέση (1) είναι $z_1 = +50 \text{ m}$ και $z_1 = +60 \text{ m}$.
- Να σχεδιαστεί η πιεζομετρική γραμμή από τη δεξαμενή μέχρι τη θέση (2).

Θεωρήστε τραχύτητα $k = 0.0001 \text{ m}$ και κινηματική συνεκτικότητα νερού $\nu = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Θεωρήστε ποσοστό τοπικών απωλειών 10% επί των γραμμικών απωλειών.



Σχ. 2.7: Κύριος κλειστός αγωγός μεταφοράς υπό πίεση με βαρύτητα.

Λύση. Για εσωτερική διάμετρο $D = 0.3526 \text{ m}$ και παροχή σχεδιασμού $Q = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$.

Υπολογίζονται οι γραμμικές απώλειες και στη συνέχεια οι ολικές απώλειες φορτίου:

Οι συνολικές απώλειες ενέργειας από τη δεξαμενή στις θέσεις (1) και (2)

Οι συνολικές απώλειες ενέργειας δίνονται από τη σχέση:

$$\sum h_f = h_f + h'_f$$

όπου: h_f , οι γραμμικές απώλειες και h'_f , οι τοπικές απώλειες, για τις οποίες ισχύει: $h'_f = 0.1 h_f$. Δηλαδή

$$\sum h_f = h_f + 0.1 h_f = 1.1 h_f$$

Οι γραμμικές απώλειες δίνονται από τη σχέση:

$$h_f = RQ^2$$

$$\text{όπου: } R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}, \quad f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2}, \quad Re = \frac{VD}{\nu}.$$

Εφόσον ο αγωγός έχει την ίδια διάμετρο στις θέσεις (1) και (2), η ταχύτητα παραμένει σταθερή και συνεπώς ο συντελεστής τριβής είναι ο ίδιος για τις θέσεις (1) και (2).

Αρχικά υπολογίζεται η ταχύτητα:

$$Q = VA = V \frac{\pi D^2}{4} \Leftrightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.09}{\pi (0.3526)^2} \Leftrightarrow V = 0.92 \text{ m/s}$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται Re και f

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{0.92 \cdot 0.3526}{1.2 \cdot 10^{-6}} = 2.7 \cdot 10^5$$

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

$$= \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{(2.7 \cdot 10^5)^{0.9}} + \frac{0.0001/0.3526}{3.7} \right) \right]^2} = 0.017$$

Για τη θέση 1 $\Rightarrow$

$$h_{f1} = R_1 Q^2 = \frac{8fL_{\Delta-1}}{g\pi^2 D^5} Q^2 = \frac{8 \cdot 0.017 \cdot 600}{g\pi^2 (0.3526)^5} (0.09)^2 = 1.25 \text{ m}$$

Για τη θέση 2 $\Rightarrow$

$$h_{f2} = R_2 Q^2 = \frac{8fL_{\Delta-2}}{g\pi^2 D^5} Q^2 = \frac{8 \cdot 0.017 \cdot 1000}{g\pi^2 (0.3526)^5} (0.09)^2 = 2.09 \text{ m}$$

$$(1) \text{ Για τη θέση 1 } \Rightarrow \sum h_{f1} = 1.1 h_{f1} = 1.1 \cdot 1.25 \text{ m} = 1.37 \text{ m}$$

$$(2) \text{ Για τη θέση 2 } \Rightarrow \sum h_{f2} = 1.1 h_{f2} = 1.1 \cdot 2.09 \text{ m} = 2.30 \text{ m.}$$

Το ύψος της πιεζομετρικής γραμμής στις θέσεις (1) και (2) προσδιορίζεται από την εξίσωση ενέργειας:

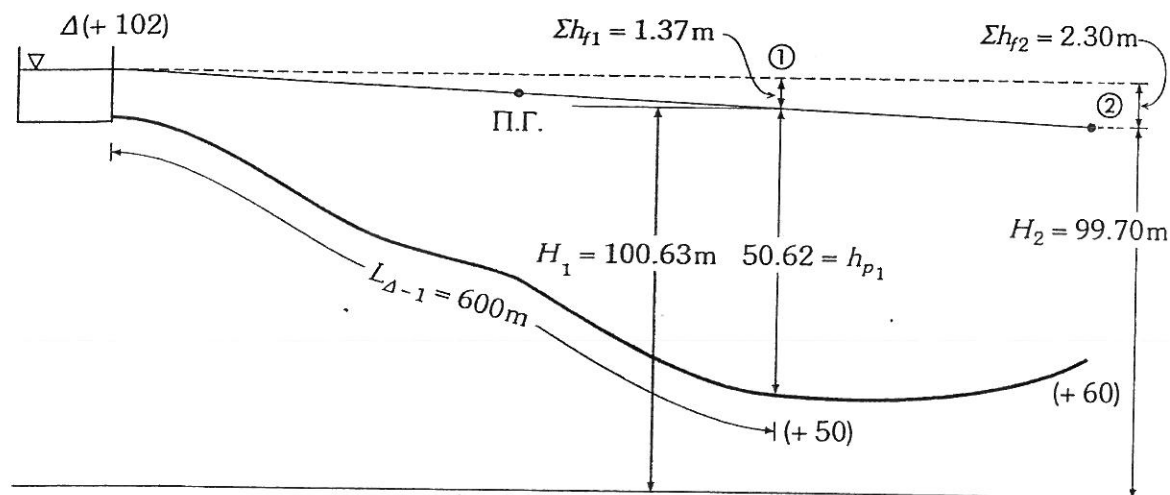
$$\text{Θέση 1 } \Rightarrow H_1 = z_{\Delta} - \sum h_{f1} = 102 - 1.37 = 100.63 \text{ m}$$

$$\text{Θέση 2 } \Rightarrow H_2 = z_{\Delta} - \sum h_{f2} = 102 - 2.30 = 99.70 \text{ m.}$$

Το ύψος της πίεσης στις θέσεις (1) και (2) προσδιορίζεται αφαιρώντας από το ύψος πιεζομετρικής γραμμής το ύψος θέσης:

$$\text{Θέση 1} \Rightarrow H_1 = z_1 + h_{p1} \Leftrightarrow h_{p1} = H_1 - z_1 = 100.63 - 50 = 50.62 \text{ m}$$

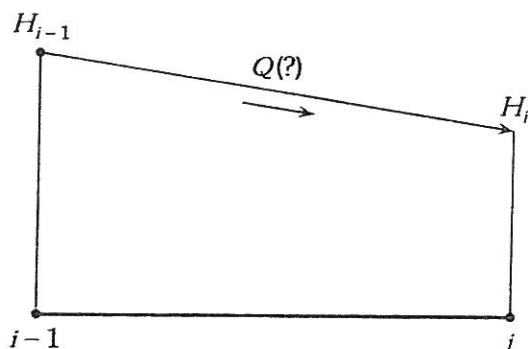
$$\text{Θέση 2} \Rightarrow H_2 = z_2 + h_{p2} \Leftrightarrow h_{p2} = H_2 - z_2 = 99.70 - 60 = 39.70 \text{ m.}$$



Σχ. 2.8: Πιεζομετρική γραμμή για τον αγωγό Δ - 1 - 2.

2.6.3 Προσδιορισμός της Παροχής με Γνωστά τα Γεωμετρικά Στοιχεία των Αγωγών, το Υλικό τους και των Υψών της Πιεζομετρικής Γραμμής

Έστω ο ανάντη κόμβος $i-1$ και ο κατάντη κόμβος i με γνωστά τα υψόμετρα της πιεζομετρικής γραμμής. Ζητείται ο προσδιορισμός της παροχής μεταξύ $i-1$ και i (Σχήμα 2.9):



Σχ. 2.9: 2^ο βασικό πρόβλημα υδραυλικής κλειστών αγωγών.

Ισχύουν οι εξισώσεις 2.34 με βάση τους Darcy - Weisbach.

Α' τρόπος (επαναληπτική διαδικασία)

Θεωρώντας μία αυθαίρετη αρχική τιμή για το συντελεστή τριβής (π.χ. $f = 0.02$ ή θεωρώντας πλήρως ανεπτυγμένη τυρβώδη ροή) προσδιορίζεται η αντίσταση:

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}$$

Και κατόπιν την παροχή,

$$Q_{(i-1) \rightarrow i} = \left(\frac{h_{f(i-1) \rightarrow i}}{R_{(i-1) \rightarrow i}} \right)^{1/2}$$

Κατόπιν για τη νέα παροχή προσδιορίζεται η ταχύτητα, ο αριθμός Re και τελικά από την εξίσωση των Swamee and Jain προσδιορίζεται ο νέος συντελεστής τριβής και ελέγχεται αν αυτός ισούται με την αρχική θεώρηση. Αν όχι επαναλαμβάνεται η διαδικασία μέχρις ότου ο συντελεστής τριβής f να συγκλίνει σε μία τιμή οπότε προκύπτει και η τελική παροχή.

Β' τρόπος (προτεινόμενη ρητή εξίσωση)

Σε τυρβώδη ροή με γνωστές τις γραμμικές απώλειες, αγνοώντας τις τοπικές απώλειες, μπορεί άμεσα να προσδιοριστεί η ταχύτητα από την παρακάτω αναλυτική εξίσωση:

$$V = -2 \sqrt{\frac{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}{L}} \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51\nu}{D} \sqrt{\frac{L}{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}} \right)^* \quad (2.35)$$

* Από την εξίσωση των Darcy-Weisbach ισχύει

$$h_{f(i-1) \rightarrow i} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{f}} = V \sqrt{\frac{L}{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}}$$

Από την εξίσωση των Colebrook-White $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$, προκύπτει:

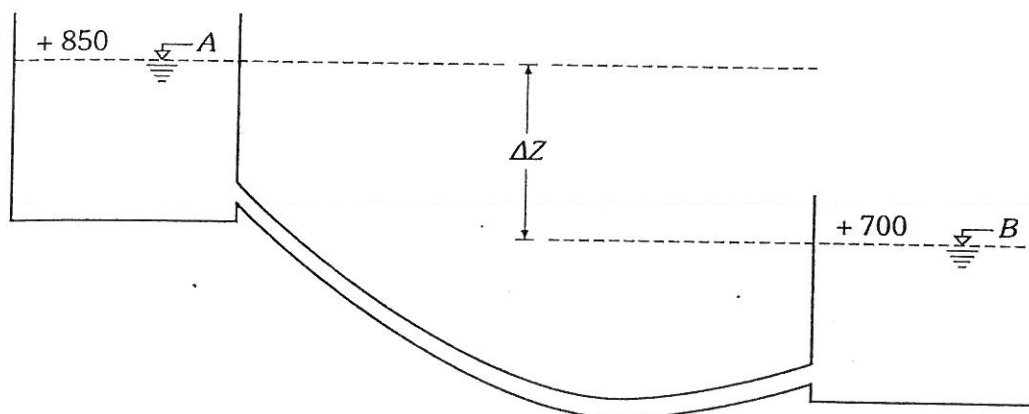
$$V \sqrt{\frac{L}{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{VD/\nu} V \sqrt{\frac{L}{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}} \right)$$

$$V = -2 \sqrt{\frac{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}{L}} \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51\nu}{D} \sqrt{\frac{L}{2gh_{f(i-1) \rightarrow i} D}} \right)$$

όπου $H_{i-1} - H_i = h_{f(i-1) \rightarrow i}$.

Εφαρμογή 2

Ένας αγωγός 10 Km μήκους, με εσωτερική διάμετρο 300 mm, τραχύτητα $k = 0.03$ mm, μεταφέρει νερό από μία δεξαμενή A (που η επιφάνεια του νερού έχει σταθερό υψόμετρο + 850 m) σε μία άλλη δεξαμενή B (που η επιφάνεια του νερού έχει σταθερό υψόμετρο + 700 m). Να προσδιορισθεί η παροχή του νερού από την δεξαμενή A στην δεξαμενή B. $\nu = 1.13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (κινηματική συνεκτικότητα του νερού).



Σχ. 2.10: Ροή μεταξύ δύο δεξαμενών με κοινή διάμετρο αγωγού.

Λύση. Εφαρμόζοντας την εξίσωση διατήρησης της ενέργειας μεταξύ των θέσεων A, B προκύπτει:

$$\frac{p_A}{\rho g} + \frac{V_A^2}{2g} + z_A = \frac{p_B}{\rho g} + \frac{V_B^2}{2g} + z_B + h_f$$

όπου: $p_A = 0$, $p_B = 0$, $V_A = 0$, $V_B = 0$ (ελεύθερη επιφάνεια).

Οπότε από την εξίσωση της ενέργειας ισχύει:

$$z_A - z_B = h_f \Leftrightarrow h_f = 150 \text{ m}$$

με $D = 0.3 \text{ m}$, $k = 0.03 \text{ mm}$, $L = 10000 \text{ m}$ και $\nu = 1.13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, προσδιορίζεται η ταχύτητα από την Εξίσωση 2.35:

$$V = -2 \sqrt{\frac{2gh_f D}{L}} \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51\nu}{D} \sqrt{\frac{L}{2gh_f D}} \right) = 2.514 \text{ m/s}$$

Συνεπώς, η παροχή υπολογίζεται:

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} = 0.178 \text{ m}^3/\text{s}$$

Σημειώνεται ότι το πρόβλημα μπορεί επίσης να λυθεί με επαναληπτική διαδικασία δοκιμάζοντας διάφορες τιμές της ταχύτητας V και χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις Darcy - Weisbach και Swamee - Jain (ή το διάγραμμα Moody).

2.6.4 Προσδιορισμός της Διαμέτρου των Αγωγών με Γνωστά τα Ύψη της Πιεζομετρικής Γραμμής και την (επιδιωκόμενη) Παροχή

Α' Τρόπος προσδιορισμού διαμέτρων

- (1) Από την εξίσωση ενεργείας προσδιορίζεται το μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος των γραμμικών απωλειών.
- (2) Με βάση την εξίσωση Darcy - Weisbach ισχύει:

$$h_f = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} Q^2 = \frac{8LQ^2}{g\pi^2} \frac{f}{D^5}$$

Ο όρος $8LQ^2/g\pi^2$ είναι γνωστός και δεν αλλάζει στην πορεία επίλυσης. Συνεπώς, θεωρείται μία αυθαίρετη αρχική τιμή για το f και κάτωτόν, προσδιορίζεται η διάμετρος D από την ανωτέρω εξίσωση.

- (3) Με βάση τη διάμετρο προσδιορίζεται η ταχύτητα.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{και ο αριθμός } Re = VD/\nu.$$

- (4) Τέλος, προσδιορίζεται ο συντελεστής τριβής f . Αν συμπέσει με την αρχική θεώρηση η διαδικασία σταματά. Διαφορετικά, με βάση τη νέα τιμή του f προσδιορίζεται εκ νέου η παροχή από την εξίσωση Darcy - Weisbach και η διαδικασία επαναλαμβάνεται με κριτήριο τη σύγκλιση του f .

Β' Τρόπος προσδιορισμού διαμέτρων

Ωστόσο, αντί της προηγούμενης διαδικασίας συνιστάται η απ' ευθείας χρησιμοποίηση της παρακάτω εξίσωσης προσδιορισμού της διαμέτρου για τυρβώδη ροή που οφείλεται στους Swamee - Jain (1976):

$$D = 0.66 \left[k^{1.25} \left(\frac{LQ^2}{gh_{f,A \rightarrow B}} \right)^{4.75} + \nu Q^{9.4} \left(\frac{L}{gh_{f,A \rightarrow B}} \right)^{5.2} \right]^{0.04} \quad (2.36)$$

Για κάθε είδος ροής ισχύει η παρακάτω προσεγγιστική εξίσωση με σφάλμα περί τα 3% (Swamee and Jain, 2008):

$$D = 0.66 \left[\left(214.75 \frac{v L Q}{g h_{fA \rightarrow B}} \right)^{6.25} + k^{1.25} \left(\frac{L Q^2}{g h_{fA \rightarrow B}} \right)^{4.75} + v Q^{9.4} \left(\frac{L}{g h_{fA \rightarrow B}} \right)^{5.2} \right]^{0.04} \quad (2.37)$$

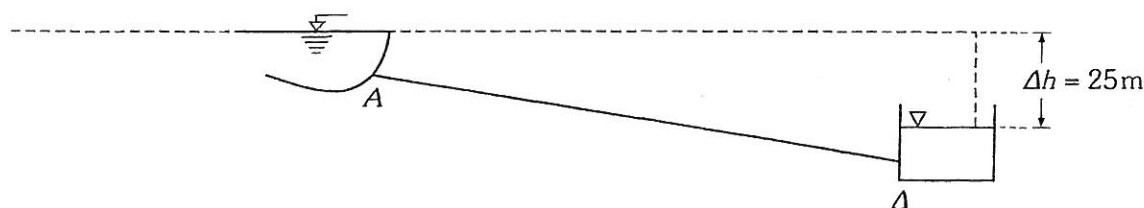
Γ' Τρόπος προσδιορισμού διαμέτρων, με βάση την τυποποίηση του εμπορίου

Στις προηγούμενες μεθοδολογίες θεωρείται συνεχές πεδίο ορισμού για τις διαμέτρους, ενώ στην πράξη υπάρχουν διακριτές τιμές της διαμέτρου που μπορούν να επιλεγθούν και αυτές είναι οι διάμετροι του εμπορίου. Προτείνεται λοιπόν να χρησιμοποιηθούν οι παραπάνω σχέσεις για μία πρώτη επιλογή των διαμέτρων και στη συνέχεια να επιλεγεί η αμέσως επόμενη διάμετρο του εμπορίου σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

Οπότε, επιλέγονται διάμετροι (υπόθεση) με βάση τον περιορισμό της ταχύτητας και κατόπιν ελέγχεται αν πράγματι οι επιλεγθείσες διάμετροι ανταποκρίνονται στην επιδιωκόμενη Π.Γ. Στο σχεδιασμό μπορούν να χρησιμοποιηθούν και μειωτές της παροχής ή μειωτές της πίεσης για μεγάλα ύψη στατικής πίεσης. Συνεπώς, στην πράξη για την επίλυση των προβλημάτων αυτής της κατηγορίας γίνεται μία υπόθεση για τη διάμετρο και μεταπίπτουν σε προβλήματα της πρώτης κατηγορίας. Η επίλυση από την προηγούμενη μεθοδολογία μπορεί να προδιαθέσει για το εύρος της διαμέτρου. Συνήθως επιλέγεται η πιο οικονομική λύση.

Εφαρμογή 3

Οικισμός πρόκειται να υδροδοτηθεί από πηγή που βρίσκεται σε απόσταση 5 Km από την άκρη του οικισμού, όπου πρόκειται να κατασκευασθεί δεξαμενή 24ωρης ρύθμισης Δ (Σχήμα 2.10). Η παροχή σχεδιασμού λαμβάνεται ίση με 76 L/s. Η υψομετρική διαφορά από την στάθμη Α (πηγή) στη στάθμη της δεξαμενής Δ είναι 25 m. Να διαστασιολογηθεί ο αγωγός ΑΔ που προβλέπεται να είναι από χαλυβοσωλήνα με $k_s = 1 \text{ mm}$ (κινηματική συνεκτικότητα του νερού $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Θεωρήστε τοπικές απώλειες, 10% επί των γραμμικών.



Σχ. 2.11: Σχήμα εφαρμογής.

Λύση. Οι συνολικές απώλειες για τον αγωγό AD θα πρέπει να είναι ίσες με το διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο που υπολογίζεται από τη υψομετρική διαφορά μεταξύ A και D που είναι 25 m. Για να εξασφαλίζουμε με μεγαλύτερη ασφάλεια ότι θα υπάρχει αρκετό υδραυλικό φορτίο μειώνουμε τις επιτρεπόμενες απώλειες κατά 1 m.

Συνεπώς, θα πρέπει να επιλεγεί διάμετρος που θα έχει το πολύ 24 m συνολικές απώλειες ενέργειας. Όπως είναι γνωστό οι τοπικές απώλειες μπορούν να λαμβάνονται ως ποσοστό των γραμμικών απωλειών φορτίου. Στην περίπτωση μας γίνεται η υπόθεση ότι οι τοπικές απώλειες φορτίου είναι 10% των γραμμικών.

Συνολικές Απώλειες = 1.10 * Γραμμικές Απώλειες.

Τότε, οι γραμμικές απώλειες θα είναι:

$$\Delta h = 24 \text{ m} / 1.10 \Rightarrow \Delta h = 21.8 \text{ m}$$

Η κλίση του φορτίου δηλαδή η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής γίνεται τότε:

$$S_L = \frac{h_f}{L} \leq \frac{21.8}{5000}$$

Δηλαδή οι γραμμικές απώλειες θα πρέπει να είναι το πολύ 21.8 m.

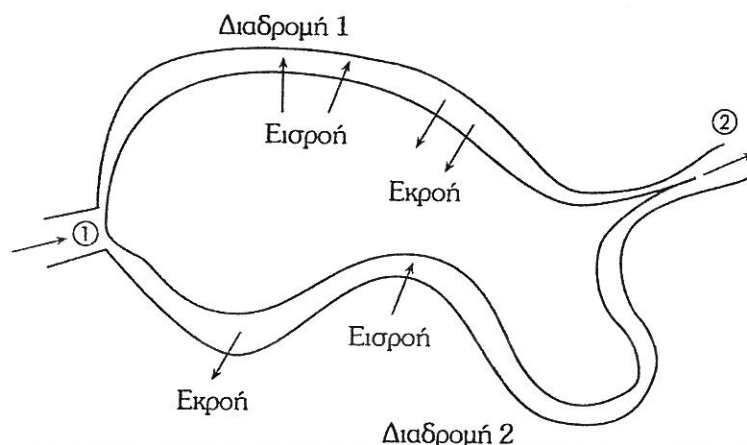
Για μία αδρομερή προσέγγιση θεωρείται ότι η διάμετρος έχει συνεχές πεδίο ορισμού επομένως η διάμετρος για τις επιτρεπόμενες απώλειες είναι:

$$\begin{aligned} D &= 0.66 \left[k^{1.25} \left(\frac{LQ^2}{gh_{f,A \rightarrow B}} \right)^{4.75} + \nu Q^{9.4} \left(\frac{L}{gh_{f,A \rightarrow B}} \right)^{5.2} \right]^{0.04} = \\ &= 0.66 \left[0.001^{1.25} \left(\frac{5000 \cdot 0.076^2}{21.8g} \right)^{4.75} + \nu \cdot 0.076^{9.4} \left(\frac{5000}{21.8g} \right)^{5.2} \right]^{0.04} \approx \\ &\approx 0.320 \text{ m} \end{aligned}$$

Ωστόσο, στην πράξη υπάρχουν αγωγοί χάλυβα με εσωτερική διάμετρο 300, 350 mm. Μία πρώτη λύση που μπορεί άμεσα να διερευνηθεί είναι η τοποθέτηση διαμέτρου 350 mm (αμέσως μεγαλύτερη από τους θεωρητικούς υπολογισμούς).

Σημειώνεται ότι για την εξάντληση του διαθέσιμου υδραυλικού φορτίου μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι δύο διατομές με αντίστοιχα μήκη ώστε οι συνολικές γραμμικές απώλειες να είναι 21.8 m. Στη συγκεκριμένη περίπτωση προέκυψε μήκος αγωγού με $\Phi 350$, 1742 m και μήκος αγωγού $\Phi 300$, 3258 m.

2.7 ΑΡΧΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΕ ΒΡΟΧΟΥΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ



Σχ. 2.12: Εφαρμογή της εξίσωσης της ενέργειας σε ένα κλειστό δίκτυο.

Έστω το παραπάνω κλειστό δίκτυο. Εφαρμόζοντας την εξίσωση της ενέργειας από τον κόμβο (1) στον κόμβο (2) δια μέσου της διαδρομής 1 προκύπτει:

$$H_{(2)} + (h_f)_{\text{Διαδρομή 1}} = H_{(1)} \Rightarrow (h_f)_{\text{Διαδρομή 1}} = H_{(1)} - H_{(2)} \quad (2.38\alpha)$$

Εφαρμόζοντας την εξίσωση της ενέργειας από τον κόμβο (1) στον κόμβο (2) διαμέσου της διαδρομής 2 προκύπτει

$$H_{(2)} + (h_f)_{\text{Διαδρομή 2}} = H_{(1)} \Rightarrow (h_f)_{\text{Διαδρομή 2}} = H_{(1)} - H_{(2)} \quad (2.38\beta)$$

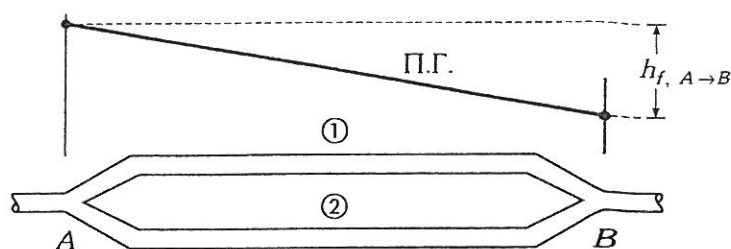
$$\begin{pmatrix} H_{(1)} = \left(\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \\ H_{(2)} = \left(\frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \end{pmatrix}$$

Προφανώς σε κάθε κόμβο το ύψος ενεργείας πρέπει να είναι το ίδιο προ και μετά του κόμβου, οπότε από τις παραπάνω εξισώσεις συμπεραίνουμε ότι:

$$(h_f)_{\text{Διαδρομή 1}} = (h_f)_{\text{Διαδρομή 2}} \quad (2.39)$$

Εφαρμογή

Για τους παράλληλα συνδεδεμένα αγωγούς 1, 2, 3 προσδιορίστε την κατανομή των παροχών και την πτώση της πιεζομετρικής γραμμής αν η συνολική παροχή που εισέρχεται στον κόμβο Α είναι 50 L/s



Σχ. 2.15: Διατάξεις παράλληλα συνδεδεμένων σωλήνων.

Πιο γενικά για m παράλληλους αγωγούς ορίζεται Ισοδύναμη Αντίσταση αγωγού, παροχής:

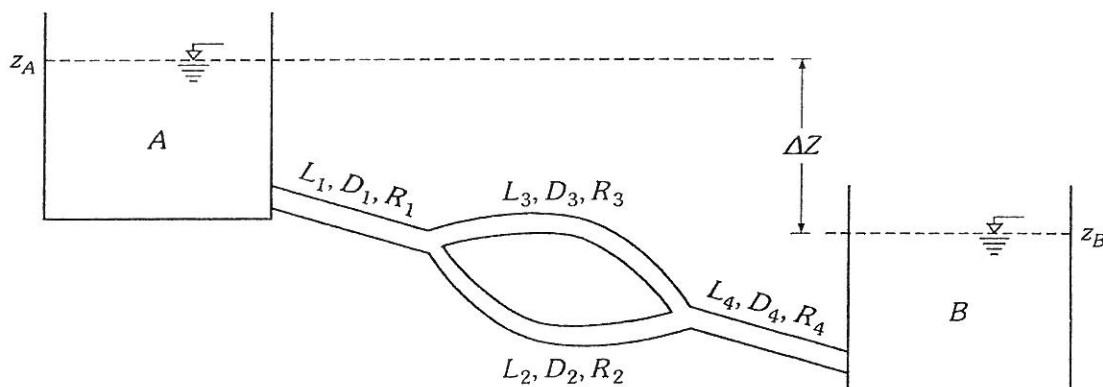
$$Q_{o\lambda} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_m \quad (2.46)$$

και αντίστασης:

$$\left(\frac{1}{R_{\text{ισ}}} \right)^{1/2} \overset{\text{op}}{=} \left(\frac{1}{R_1} \right)^{1/2} + \left(\frac{1}{R_2} \right)^{1/2} + \dots + \left(\frac{1}{R_m} \right)^{1/2} \quad (2.47)$$

Εφαρμογή

Για το Σχήμα 2.16 δίνεται ότι η διαφορά στάθμης μεταξύ των δύο δεξαμενών νερού είναι 100 m. Η στάθμη των δεξαμενών παραμένει σταθερή. Ο αγωγός 1 έχει συνολικό μήκος $L_1 = 4000$ m, εσωτερική διάμετρο $D_1 = 610$ mm και συντελεστή τριβής $f_1 = 0.02$. Ο αγωγός 2 έχει συνολικό μήκος $L_2 = 5900$ m, διάμετρο $D_2 = 457$ mm και συντελεστή τριβής $f_2 = 0.024$. Ο αγωγός 3 έχει συνολικό μήκος $L_3 = 5900$ m, διάμετρο $D_3 = 305$ mm και συντελεστή τριβής $f_3 = 0.026$. Ο αγωγός 4 έχει συνολικό μήκος $L_4 = 11000$ m, διάμετρο $D_4 = 610$ mm και συντελεστή τριβής $f_4 = 0.02$. Να προσδιορισθεί η παροχή που μεταφέρεται από τη δεξαμενή A στην δεξαμενή B καθώς και η παροχή στους κλάδους 2 και 3.



Σχ. 2.16: Περίπτωση συνδεσμολογίας αγωγών σε σειρά και παράλληλα.

για να κατανικηθεί η υψομετρική διαφορά λαμβάνοντας υπόψη τις απώλειες ενέργειας κατά την κίνηση του νερού.

Βαθμός απόδοσης της αντλίας: Ο λόγος της ισχύος που αποδίδει η αντλία προς την ισχύ που απορροφά.

Η ισχύς που καταναλώνεται για ένα ρευστό με ειδικό βάρος γ είναι:

$$N_{(\text{ρευστό})} = \gamma \cdot Q \cdot H_M \quad (2.53)$$

Η γενική εξίσωση για οποιοδήποτε ρευστό στις διεθνείς μονάδες για τον προσδιορισμό της ισχύος της αντλίας είναι:

$$N = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_M}{n} \quad (2.54)$$

όπου N = η ισχύς της αντλίας (W)

$\gamma = \rho \cdot g$ = το ειδικό βάρος του υγρού (KN/m^3). Για το νερό μπορεί να θεωρεί πυκνότητα ίση με $1000 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$

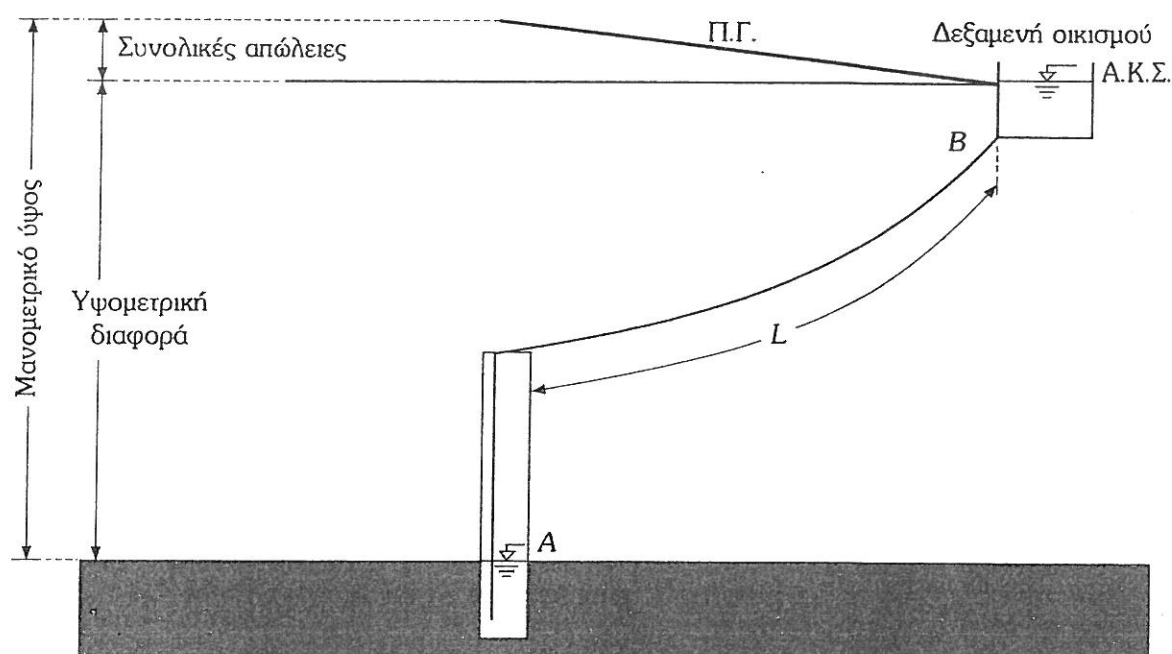
Q = η παροχή σχεδιασμού για τον καταθλιπτικό αγωγό (m^3/s),

H_M = το μανομετρικό ύψος (m),

n = ο βαθμός απόδοσης του αντλητικού συγκροτήματος.

Η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος σε KW για τα συνήθη υδραυλικά έργα προσδιορίζεται για το νερό από τη σχέση:

$$N = \frac{9.81 \cdot Q \cdot H_M}{n} \text{ [KW]} \quad (2.55)$$



Σχ. 2.20: Αντλιοστάσιο με καταθλιπτικό αγωγό (Στην πραγματικότητα η στάθμη στο Α θα έχει πτώση, η οποία θα πρέπει να συνυπολογιστεί στις συνολικές απώλειες).

Η απορροφούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι 15% μεγαλύτερη για ηλεκτροκινητήρα και σε 20% μεγαλύτερη για πετρελαιοκινητήρα σε σχέση με την ισχύ της αντλίας.

Είναι απαραίτητο να συνυπολογισθεί η διακύμανση της στάθμης στη δεξαμενή ρύθμισης θεωρώντας ως δυσμενέστερη περίπτωση την ανώτατη κανονική στάθμη λειτουργίας z_B .

Ο βαθμός απόδοσης η σχετίζεται με τις χρησιμοποιούμενες αντλίες, και τα χαρακτηριστικά του αντλητικού συγκροτήματος.

Το μανομετρικό της αντλίας προκύπτει από την υψομετρική διαφορά μεταξύ αρχικής (στάθμη γεώτρησης ή στάθμη δεξαμενής αναρρόφησης) και τελικής θέσης (ανώτατη κανονική στάθμη λειτουργίας δεξαμενή ρύθμισης) με επιπρόσθετο το σύνολο των απωλειών μεταξύ της αρχικής θέσης και της τελικής.

Από την εξίσωση της ενέργειας προκύπτει:

$$H_A + H_M = H_B + \sum_{A \rightarrow B} h_f \Leftrightarrow H_M = (H_B - H_A) + \sum_{A \rightarrow B} h_f \quad (2.56)$$

$$H_M = (z_B - z_A) + \sum_{A \rightarrow B} h_f$$

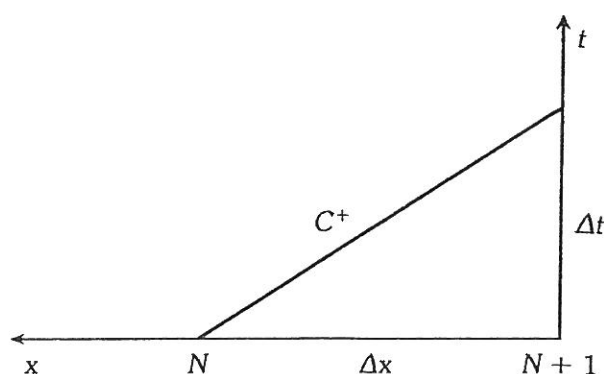
Περαιτέρω, για μία ακριβή σχεδίαση του αντλητικού συγκροτήματος θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η χαρακτηριστική καμπύλη αντλίας (ή αντλιών) που δίνεται από τον κατασκευαστή και δίνει την ισχύ συγκεκριμένης αντλίας, την απόδοση (στην πραγματικότητα η απόδοση της αντλίας μεταβάλλεται με την παροχή και το μανομετρικό) της αντλίας ως συνάρτηση της παροχής. Θα πρέπει να επιλεγεί αντλία η οποία αποδίδει το απαιτούμενο μανομετρικό και παροχή ταυτόχρονα με ικανοποιητική απόδοση. Η παροχή θα πρέπει να καλύπτει την παροχή σχεδιασμού.

2.11.2 Σημείο Λειτουργίας της Αντλίας και Επιλογή Αντλίας

Κάθε αντλία χαρακτηρίζεται από τις χαρακτηριστικές καμπύλες λειτουργίας της αντλίας οι οποίες δίνονται από τον κατασκευαστή και είναι οι καμπύλες απαραίτητου μανομετρικού – παροχής της αντλίας, απόδοσης αντλίας – παροχή της αντλίας και ολικού μανομετρικού ύψους αναρρόφησης - παροχής της αντλίας.

Για την εύρεση του σημείου λειτουργίας και επιλογή της αντλίας αρχικά κάνουμε τους παρακάτω συλλογισμούς:

Από τη χαρακτηριστική καμπύλη των αντλιών παρατηρούμε ότι με την αύξηση της παροχής προκύπτει μειωμένο μανομετρικό ύψος που μπορεί να επιτευχθεί από την αντλία.



Σχ. 2.34: Χρήση της πρόσω χαρακτηριστικής γραμμής για την περιγραφή της οριακής συνθήκης κατόπιν του αγωγού (Τσακίρης, 1992).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική

- Γκανούλης, Ι., 1983. «Υδραυλική των Σωληνοειδών Ροών», Θεσσαλονίκη.
- Δημητρίου, Ι., 1995. «Εφαρμοσμένη Υδραυλική», Αθήνα.
- Κουτσογιάννης, Δ. και Ευστρατιάδης, Α., 2003. «Σημειώσεις Αστικών Υδραυλικών Έργων - Μέρος 1: Υδρευτικά Έργα», (ιστοσελίδα <http://www.itia.ntua.gr/el/docinfo/774/>)
- Κωτσοβίνος, Ν., 2007. «Ρευστομηχανική», Εκδόσεις Εταιρίας αξιοποίησης και διαχείρισης της περιουσίας του Δ.Π.Θ., Ξάνθη.
- Μαντόγλου, Α., 2008. «Εφαρμοσμένη Υδραυλική», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Νουτσόπουλος, Γ. και Χριστοδούλου Γ., 1996. «Μαθήματα Μηχανικής Ρευστών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Παντοκράτορας, Α., 2002. «Υδρεύσεις Πόλεων, Θεωρία», Εκδόσεις Εταιρείας αξιοποίησης και διαχείρισης της περιουσίας του Δ.Π.Θ., Ξάνθη.
- Παντοκράτορας, Α., 2002. «Υδρεύσεις Πόλεων, Ασκήσεις», Εκδόσεις Εταιρείας αξιοποίησης και διαχείρισης της περιουσίας του Δ.Π.Θ., Ξάνθη.
- Παπαϊωάννου, Α., 1995. «Μηχανική Ρευστών Ι και ΙΙ», Αθήνα.
- Παρθενιάδης, Ε., 1980. «Εισαγωγή εις την Αστικήν Υδραυλικήν», Θεσσαλονίκη.
- Στάμου, Α., 2009. «Εφαρμοσμένη Υδραυλική», Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.

- Τερζίδης, Γ., 1997. «Εφαρμοσμένη Υδραυλική», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Τζιμόπουλος, Χ., 1978. «Γεωργική Υδραυλική» τόμος II, Εκδόσεις Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- Τσακίρης, Γ., 1992. «Εφαρμογή της πληροφορικής στον έλεγχο της τεχνικής αρτιότητας και οικονομικότητας των υπό πίεση αρδευτικών δικτύων», Τελική έκθεση ερευνητικού προγράμματος, Τεύχος II, Αντιπληγματική προστασία, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Τσακίρης, Γ., 2005. «Σημειώσεις από τις παραδόσεις του μαθήματος των Υδραυλικών Έργων», Ε.Μ.Π.
- Τσακίρης, Γ., 2006. «Υδραυλικά Έργα. Σχεδιασμός και Διαχείριση II. Εγγειοβελτιωτικά Έργα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- Τσάνης, Ι., 2009. «Δίκτυα Σωληνώσεων, Σημειώσεις και Ασκήσεις», Πολυτεχνείο Κρήτης.

Διεθνής

- Chadwick, A., Morfett, J. and Borthwick, M., 2004. «Hydraulics in Civil and Environmental Engineering», Spon Press.
- Chen, N.H., 1976. «An explicit equation for friction factor in pipe», *Ind. Eng. Chem. Fundam.* 18 (3): 296.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C., 1995. «Civil Engineering Hydraulics», Blackwell Science.
- Haestad methods (Walski, Th., Chase, D., Savic, D., Grayman, W., Beckwith, S. and Koelle, E.), 2003. «Advanced Water Distribution Modeling and Management», Haestad press.
- Hwang, N. and Houghtalen, R., 1996. «Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems», Prentice Hall.
- Jeppson, R.W., 1976. «Analysis of flow in pipe networks».
- Kerney, B., 1999. «Hydraulics of Pressurized Flow», Κεφάλαιο 2. Hydraulic Design Handbook (Mays L., editor), McGraw-Hill (handbooks).
- Lansey, K. και Mays, L., 1999. «Hydraulics of Water Distribution and Systems», Κεφάλαιο 9, Hydraulic Design Handbook (Mays L.), McGraw-Hill (handbooks).
- Larock, B., Jeppson R. and Watters G., 2000. Hydraulics of Pipeline Systems, CRS Press.

- Mays, L., 2005. «Water Resources Engineering», John Wiley & Sons, Inc.
- Mott, R., 2006. «Applied fluid mechanics», Prentice Hall.
- Munson, B., Young, D. and Okiishi, Th., (2006). «Fundamentals of fluid mechanics», New York, Wiley.
- Roberson, J.A., Cassidy, J.J. and Chaudhry, M.H., 1997. «Hydraulic Engineering», John Wiley and Sons, New York, 1997.
- Romeo, E., Royo, C., Monzon, A., 2002. «Improved explicit equations for estimation of the friction factor in rough and smooth pipes», *Chemical Engineering Journal* 86: 369-374.
- Stephenson, D., 1984. «Pipeflow Analysis», Elsevier.
- Streeter, V., Bedford, K. and Benjamin, W., 1998. «Fluid Mechanics», McGraw-Hill, U.S.
- Swamee, P.K. and Jain, A.K., 1976. «Explicit equations for pipe-flow problems», *Journal of the Hydraulics Division (ASCE)* 102 (5): 657-664.
- Swamee, P.K. and Sharma, A.K., 2008. «Design of water supply networks», Wiley-Interscience, Wiley and Sons Publication.
- Trifunovic, N., 2006. «Introduction to Urban Water Distribution», Unesco-IHE lecture note series, Taylor and Francis.
- Tullis, 1989. «Hydraulics of Pipelines: Pumps, Cavitation, Transients. John Wiley & Sons.
- Wurbs, R.A. and James, W.P., 2002. «Water Resources Engineering», Prentice Hall.

- Mays, L., 2005. «Water Resources Engineering», John Wiley & Sons, Inc.
- Ormsbee, L. and Wood, D., 1986. «Explicit pipe network calibration Journal of Water Resources Planning and Management», 112(2): 166-182.
- Rossman, L.A., 1994. «EPANET – Users Manual», EPA-600/R-97/057, U.S. Environmental Protection Agency, Risk Reduction Engineering Laboratory, Cincinnati, OH, 1994.
- Streeter, V., Bedford, K. and Benjamin, W., 1997. «Fluid Mechanics», McGraw-Hill, U.S.
- Stephenson, D., 1984. «Pipeflow Analysis», Elsevier.
- Shamir, U. and Howard, Ch., 1968. «Water distribution system analysis», Journal of the Hydraulics Division (ASCE) 94: 219-234.
- Spiliotis, M. and Tsakiris, G., 2007. «Minimum Cost Irrigation Network Design Using Interactive Fuzzy Integer Programming», J. Irrig. and Drain. Eng., ASCE, 133: 242-248.
- Swamee, P.K. and Sharma, A.K., 2008. «Design of water supply networks», Wiley-Interscience, Wiley and Sons Publication.
- Swamee, P.K. and Jain, A.K., 1976. «Explicit equations for pipe-flow problems», Journal of the Hydraulics Division (ASCE) 102 (5): 657-664.
- Taha, H., 2002. «Operation Research. An Introduction», Prentice Hall.
- Todini, E. and Pilati, S., 1987. «A Gradient Method for the Analysis of Pipe Networks», International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution 1987, Leicester Polytechnic, UK, September, 1987.
- Trifunovic, N., 2006. «Introduction to urban water distribution», Gresco-IHE lecture note series, Taylor and Francis.
- Tullis, J., 1989. «Hydraulics of Pipelines: Pumps, Cavitation, Transients», John Wiley & Sons.
- Viessman, W., Mark, J. and Hammer, J., 2005. «Water Supply and Pollution Control», Prentice Hall.
- Wood, D.J. and Charles, C., 1972. «Hydraulic network analysis using linear theory», 98(7): 1157-1170.
- Wurbs, R.A. and James, W.P., 2002. «Water Resources Engineering», Prentice Hall.