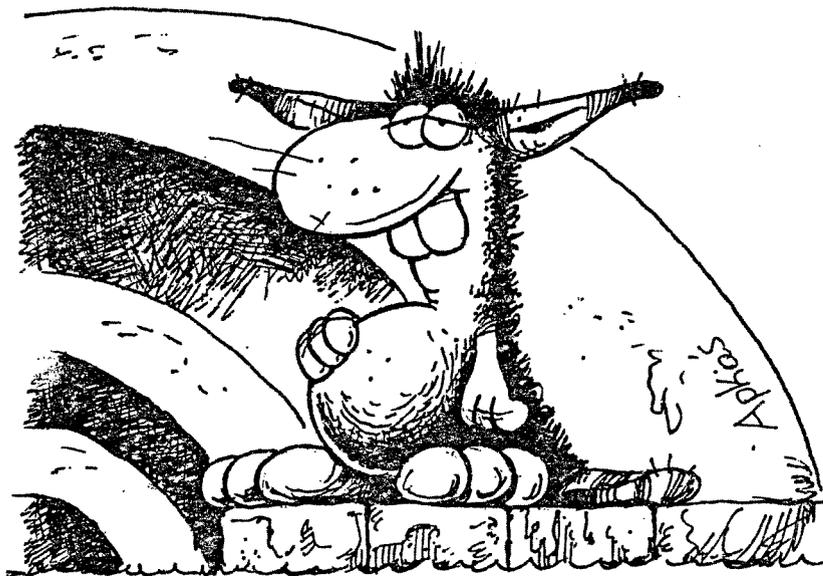


# σχεδιασμος αστικων δικτυων αποχετευσης

δημητρης κουτσογιαννης

εθνικο μετσοβιο πολυτεχνειο

τομεας υδατικων πωρων



εκδοση 3.1  
αθηνα 1999



# **σχεδιασμος αστικων δικτυων αποχετευσης**

**δημητρης κουτσογιαννης**

**εθνικο μετσοβιο πολυτεχνειο**

**τομεας υδατικων πορων**

**εκδοση 3.1  
αθηνα 1999**



## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΣΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ

Έκδοση 3 /1993 - Ανατύπωση 1999

Copyright © Δ. Κουτσογιάννης, 1990, 1991, 1992, 1993, 1997, 1999.

Δεν επιτρέπεται η αναπαραγωγή του βιβλίου, τμηματική ή ολική, σε οποιαδήποτε μορφή, χωρίς την έγγραφη άδεια του συγγραφέα.

Πληκτρολόγηση και επεξεργασία κειμένου: Δ. Κουτσογιάννης

Επιμέλεια κειμένου: Δ. Κουτσογιάννης

Σχέδια: Δ. Κουτσογιάννης

Σκίτσο εξωφύλλου: Αρκάς

Εκτύπωση Offset και βιβλιοδεσία : Τυπογραφείο Εθνικού Μετσοβίου  
Πολυτεχνείου

Τεχνική επιμέλεια εκτύπωσης και βιβλιοδεσίας: Γ. Καραγκιοζόπουλος,  
Ν. Γκάνης,



ε

Στη μνήμη των γονέων μου, Νικόλα και Αγλαΐας



---

---

## Πρόλογος

---

---

Όπως προκύπτει και από τον τίτλο του εξωφύλλου, το κείμενο αυτό καλύπτει μόνο θέματα σχεδιασμού και λειτουργικού ελέγχου των δικτύων αποχέτευσης και δεν επεκτείνεται σε θέματα κατασκευής, συντήρησης και ανακατασκευής των δικτύων. Επίσης δεν επεκτείνεται σε θέματα σχετικά με την επεξεργασία και τη διάθεση των λυμάτων. Στην τρέχουσα έκδοσή του το κείμενο δεν καλύπτει και αρκετά κεφάλαια που εντάσσονται στο αντικείμενό του, όπως αυτά των τυπικών και ειδικών τεχνικών έργων και του σχεδιασμού των αποχετευτικών τάφρων, τα οποία θα ενσωματωθούν σε επόμενη έκδοση.

Στο κείμενο παρουσιάζονται στοιχεία από την ελληνική τεχνολογική εμπειρία στα αποχετευτικά έργα (μεθοδολογίες και προδιαγραφές), με παράλληλη αναφορά και σε στοιχεία της διεθνούς εμπειρίας. Η κύρια επιδίωξη του κειμένου, όμως, είναι να δοθούν οι επιστημονικές αρχές, που αιτιολογούν τις προδιαγραφές και τις μεθοδολογίες. Οι φοιτητές προτρέπονται να δώσουν το μεγαλύτερο βάρος στην κατανόηση των επιστημονικών αρχών, και να αποφύγουν την άκριτη απομνημόνευση των μεθοδολογιών, των υπολογιστικών αλγορίθμων και των πρακτικών κανόνων.

Σε σχέση με τις υπολογιστικές διαδικασίες που απαιτούνται για το σχεδιασμό των αποχετευτικών δικτύων, εκτός από την παλιότερη προσέγγιση που στηρίζεται σε πίνακες και νομογραφήματα, δίνονται και πλήρη στοιχεία για μια πιο σύγχρονη προσέγγιση, βασισμένη στις δυνατότητες των ηλεκτρονικών υπολογιστών ή των προγραμματιζόμενων αριθμομηχανών. Έτσι, σε κάθε περίπτωση δίνονται οι σχετικές

αναλυτικές εξισώσεις, και όπου αυτές δεν είναι άμεσα επίλυσιμες, προτείνονται δοκιμασμένες αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης. Ακόμη και για τις περιπτώσεις που η διεθνής βιβλιογραφία δεν δίνει αναλυτικές εξισώσεις αλλά μόνο πίνακες ή νομογραφήματα πειραματικής ή εμπειρικής προέλευσης, εδώ έχουν παραχθεί (μετά από σοβαρή προσπάθεια) και δίνονται επιπλέον προσεγγιστικές αναλυτικές εκφράσεις των πινάκων και νομογραφημάτων αυτών, σε τρόπο ώστε να είναι ευχερέστερη η μετάφρασή τους σε πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή. Έτοιμα προγράμματα δεν δίνονται. Σε μερικές περιπτώσεις η σύνταξη προγραμμάτων είναι σχετικά απλή. Οι φοιτητές προτρέπονται να συντάξουν τέτοια προγράμματα υπό μορφή ασκήσεων, όχι όμως να χρησιμοποιούν έτοιμα από άλλους προγράμματα, χωρίς να γνωρίζουν τις αρχές, τη δομή και τη λειτουργία τους.

Στο κείμενο υπάρχουν ορισμένα επιλεγμένα παραδείγματα εφαρμογής, τα οποία διευκρινίζουν και πολλές φορές συμπληρώνουν διάφορα σημεία του κειμένου.

Τέλος, επιδίωξη του κειμένου είναι η όσο το δυνατόν πληρέστερη παρουσίαση των επί μέρους θεμάτων, και η εμβάθυνση σε ορισμένα από αυτά. Με αυτό τον τρόπο παρουσίασης, οι φοιτητές έχουν τη δυνατότητα να μελετήσουν αναλυτικότερα και με μεγαλύτερη άνεση θέματα, τα οποία δεν είναι δυνατό να καλυφθούν στο πολύ περιορισμένο χρονικά πρόγραμμα του μαθήματος.

Ευχαριστώ θερμά τον *Η. Βασιλόπουλο* για τις παρατηρήσεις του και τους φοιτητές για τις υποδείξεις τους στις προηγούμενες εκδόσεις. Ιδιαίτερα ευχαριστώ τον *Αρκά* για το σκίτσο του εξωφύλλου, όπου έβαλε το διάσημο *Μοντεχρήστο* στην υπηρεσία των αποχετευτικών δικτύων.

Αθήνα, Οκτώβριος 1993

Δημήτρης Κουτσογιάννης

---

---

## Περιεχόμενα

---

---

	σελ.
<b>Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή.....</b>	<b>1</b>
1.1 Ορισμοί.....	1
1.2 Σύντομο ιστορικό.....	3
1.3 Σημασία των έργων αποχέτευσης.....	6
1.4 Παντοροϊκά και χωριστικά δίκτυα.....	7
1.5 Μελέτες αστικών αποχετεύσεων.....	9
<b>Κεφάλαιο 2 Εκτίμηση παροχών ακαθάρτων .....</b>	<b>13</b>
2.1 Γενικά.....	13
2.2 Περίοδος σχεδιασμού.....	13
2.3 Πληθυσμιακά δεδομένα - Εξέλιξη του πληθυσμού.....	14
2.4 Κατανομή του πληθυσμού.....	16
2.5 Υδατική κατανάλωση.....	17
2.6 Ποσότητα ακαθάρτων και υδατική κατανάλωση.....	18
2.7 Διακύμανση των παροχών ακαθάρτων.....	19
Απόδειξη της εξίσωσης (2.4).....	25
Εφαρμογή 2.7.....	27
2.8 Πρόσθετες εισροές.....	28
2.9 Ανακεφαλαίωση - Παροχές σχεδιασμού.....	31
Εφαρμογή 2.9.....	32

<b>Κεφάλαιο 3 Εκτίμηση παροχών ομβρίων .....</b>	<b>35</b>
3.1 Γενικά.....	35
3.2 Περίοδος επαναφοράς.....	36
3.3 Μέθοδοι εκτίμησης παροχών ομβρίων.....	38
3.4 Η ορθολογική μέθοδος.....	39
3.4.1 Γενικά.....	39
3.4.2 Έκταση λεκάνης απορροής.....	40
3.4.3 Όμβριες καμπύλες.....	41
3.4.4 Κρίσιμη ένταση βροχής - Χρόνος συγκέντρωσης.....	46
3.4.5 Συντελεστής απορροής.....	50
3.5 Ανακεφαλαίωση - Παροχές σχεδιασμού.....	53
Εφαρμογή 3.5.....	54
<b>Κεφάλαιο 4 Υδραυλική των υπονόμων .....</b>	<b>57</b>
4.1 Γενικά.....	57
4.2 Συνθήκες ροής.....	58
4.3 Εξισώσεις μονοδιάστατης ανάλυσης.....	60
4.4 Απώλειες τριβής.....	62
4.4.1 Γενικά - Ιστορικό.....	62
4.4.2 Η σχέση Darcy - Weisbach.....	64
4.4.3 Η σχέση του Manning.....	66
4.5 Συντελεστής τραχύτητας.....	68
4.6 Υπολογισμοί ομοιόμορφης ροής σε σωλήνες κυκλικής διατομής.....	69
Εφαρμογή 4.6.....	75
4.7 Υπολογισμός ομοιόμορφης ροής σε μη κυκλικές διατομές.....	76
4.8 Ελάχιστες διαμέτροι.....	77
4.9 Μέγιστα ποσοστά πλήρωσης.....	77
4.10 Μέγιστες ταχύτητες.....	78
Εφαρμογή 4.10.....	79
4.11 Ελάχιστες ταχύτητες (ταχύτητες αυτοκαθαρισμού).....	80
Εφαρμογή 4.11.....	82
4.12 Ελάχιστες κλίσεις.....	82
Εφαρμογή 4.12α.....	85

Εφαρμογή 4.12.β	85
4.13 Τοπικές απώλειες	88
4.14 Συναρμογές	90
Εφαρμογή 4.14.α	92
Εφαρμογή 4.14.β	94
Εφαρμογή 4.14.γ	94
4.15 Κρίσιμο βάθος	94
Εφαρμογή 4.15	99
4.16 Ιδιότητες υποκρίσιμης και υπερκρίσιμης ροής	100
Εφαρμογή 4.16	103
4.17 Ανομοιόμορφη ροή βαθμιαίας μεταβολής	105
Εφαρμογή 4.17.α	108
Εφαρμογή 4.17.β	108

## **Κεφάλαιο 5 Προσομοίωση λειτουργίας δικτύων ομβρίων.....111**

5.1 Γενικά	111
5.2 Γενικές εξισώσεις μη μόνιμης ροής με ελεύθερη επιφάνεια	113
5.2.1 Γενικά - Συμβολισμοί	113
5.2.2 Η εξίσωση συνέχειας	114
5.2.3 Η εξίσωση ορμής ή δυναμική εξίσωση	116
5.3 Γενικές εξισώσεις μη μόνιμης ροής υπό πίεση για ασυμπιεστα ρευστά	117
5.4 Διόδευση πλημμυρών με υδραυλικές μεθόδους	119
5.4.1 Γενικά	119
5.4.2 Διόδευση κινηματικού κύματος	121
5.5 Η φύση των υδρολογικών μεθόδων διόδευσης πλημμυρών	126
5.6 Γραμμικά εννοιολογικά μοντέλα διόδευσης - Η μέθοδος Muskingum	128
5.7 Επεκτάσεις της μεθόδου Muskingum - Η μέθοδος Muskingum-Cunge	131
5.8 Μη γραμμικά εννοιολογικά μοντέλα διόδευσης	134
Συντηρητική μέθοδος επαναληπτικής αριθμητικής ολοκλήρωσης	136

Μέθοδος άμεσης αριθμητικής ολοκλήρωσης.....	136
5.9 Επιφανειακή ροή - Γενική ανάλυση - Υδρογραφήματα.....	138
5.10 Προσδιορισμός ενεργού βροχόπτωσης.....	140
5.11 Σχηματισμός εμπειρικών υδρογραφημάτων.....	143
5.12 Συνθετικά μοναδιαία υδρογραφήματα.....	148
5.13 Καταιγίδες μελέτης.....	151
5.14 Καθιερωμένα μοντέλα προσομοίωσης δικτύων ομβρίων.....	153
5.14.1 Τα μοντέλα Wallingford.....	153
5.14.2 Το μοντέλο SWMM.....	156
<b>Κεφάλαιο 6 Ποιοτικά θέματα.....</b>	<b>159</b>
6.1 Σύσταση οικιακών λυμάτων.....	159
6.2 Αποσύνθεση της οργανικής ύλης.....	161
6.3 Αερισμός των δικτύων ακαθάρτων.....	162
6.4 Παραγωγή υδροθείου στους αγωγούς ακαθάρτων.....	164
6.5 Ποσοτικοποίηση της πιθανότητας παραγωγής υδροθείου.....	167
6.6 Ποσοτική εκτίμηση παραγωγής υδροθείου και διάβρωσης.....	169
Εφαρμογή 6.6.....	172
<b>Κεφάλαιο 7 Τεχνολογία αγωγών αποχέτευσης.....</b>	<b>177</b>
7.1 Γενικά.....	177
7.2 Προκατασκευασμένοι σωλήνες.....	178
7.2.1 Υλικά και κριτήρια επιλογής τους.....	178
7.2.2 Αργιλοπυριτικοί σωλήνες.....	179
7.2.3 Σωλήνες από σκυρόδεμα.....	180
7.2.4 Σωλήνες από αμιαντοτσιμέντο.....	181
7.2.5 Πλαστικοί σωλήνες.....	182
7.2.6 Σωλήνες από άλλα υλικά - Ειδικές σωληνώσεις.....	183
7.3 Αγωγοί χυτοί επί τόπου.....	185

7.4 Διάβρωση και αντιδιαβρωτική προστασία αγωγών λυμάτων .....	186
7.4.1 Γενικά .....	186
7.4.2 Προστασία αγωγών από σκυρόδεμα ή αμιαντοτσιμέντο .....	190
7.4.3 Προστασία μεταλλικών αγωγών .....	192
<b>Αναφορές .....</b>	<b>195</b>



---

---

## Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

---

---

### 1.1 Ορισμοί

Με τον όρο *αστικές αποχετεύσεις*<sup>1</sup> εννοούμε τα έργα *συλλογής και μεταφοράς* των λυμάτων και των ομβρίων νερών μιας αστικής περιοχής (πόλης ή οικισμού) μέχρι το σημείο *διάθεσής* τους.

*Αστικά λύματα* ή *ακάθαρτα* είναι τα νερά, αναμειγμένα με στερεές ουσίες που αποβάλλονται με τη συνήθη χρήση υγιεινής από οικιστικές, εμπορικές ή βιομηχανικές περιοχές. Μαζί με αυτά μεταφέρονται συχνά και τα *βιομηχανικά απόβλητα*, δηλαδή τα υγρά απόβλητα που προέρχονται από βιομηχανικές διεργασίες. *Ομβρια* είναι τα βρόχινα νερά που απορρέουν μετά από κάποια βροχόπτωση. *Διηθήσεις* είναι τα νερά που εισρέουν στο αποχετευτικό δίκτυο από το έδαφος. Οι διηθήσεις είναι μία κατηγορία των *πρόσθετων* (ή *παρασιτικών*) *εισροών*, που, αν και ανεπιθύμητες, αναπόφευκτα εισέρχονται στο αποχετευτικό δίκτυο. Άλλη τέτοια κατηγορία είναι οι εισροές ομβρίων σε αγωγό που σχεδιάζεται αποκλειστικά για αποχέτευση ακαθάρτων.

---

<sup>1</sup> Στη συνέχεια αυτού του κειμένου ο όρος *αποχετεύσεις* χρησιμοποιείται για συντομία ως ισοδύναμος του όρου *αστικές αποχετεύσεις*. Διευκρινίζεται ότι οι αποχετεύσεις αγροτικών περιοχών (καλλιεργήσιμων εκτάσεων), αυτοκινητοδρόμων εκτός αστικών περιοχών κτλ. αποτελούν ιδιαίτερα τεχνολογικά αντικείμενα.

Το αποχετευτικό δίκτυο είναι ένα σύνολο από αγωγούς που συλλέγουν και μεταφέρουν τα λύματα ή/και τα όμβρια, εξοπλισμένο με τα κατάλληλα τυπικά και ειδικά τεχνικά έργα, που διευκολύνουν τη ροή στο δίκτυο και επιτρέπουν τη συντήρησή του.

Το δίκτυο αποχέτευσης είναι *παντοροϊκό* όταν συλλέγει και μεταφέρει αδιακρίτως και τα όμβρια και τα λύματα.

Σε αντίθετη περίπτωση έχουμε ένα σύστημα δύο δικτύων, το *χωριστικό* σύστημα, που περιλαμβάνει το *δίκτυο ακαθάρτων* και το *δίκτυο ομβρίων*. Σε μερικές περιπτώσεις είναι δυνατό να έχουμε συνύπαρξη παντοροϊκού δικτύου σε ένα τμήμα μιας πόλης (συνήθως το παλιότερο) και χωριστικών δικτύων στο υπόλοιπο τμήμα.

Οι *αποχετευτικοί αγωγοί*, ή *υπόνομοι* διακρίνονται αντίστοιχα σε παντοροϊκούς, ακαθάρτων και ομβρίων. Ο κεντρικός αγωγός ή *κύριος συλλεκτήρας* συγκεντρώνει τις αποχετεύσεις των υπόλοιπων αγωγών, που ανάλογα με τη θέση και τη σημασία τους στο δίκτυο διακρίνονται σε *πρωτεύοντες*, *δευτερεύοντες* ή *τριτεύοντες*, χωρίς η διάκριση αυτή να έχει απόλυτο χαρακτήρα.

Ειδικά στα δίκτυα ομβρίων συχνά δεν κατασκευάζονται κύριοι συλλεκτήρες, και στη θέση τους χρησιμοποιούνται τα υδατορεύματα της περιοχής, ενδεχομένως μετά από κατάλληλη *διευθέτηση*. Το δίκτυο ομβρίων συνδυάζεται και με ένα σύστημα *περιμετρικών αποχετευτικών τάφρων* που προστατεύουν την αστική περιοχή από την απορροή εξωτερικών γειτονικών λεκανών.

*Αποδέκτης* των λυμάτων ή των ομβρίων είναι συνήθως ένα φυσικό υδάτινο σύστημα (υδατόρευμα, λίμνη, θάλασσα) στο οποίο γίνεται η εκβολή των δικτύων λυμάτων ή ομβρίων. Σε περίπτωση χωριστικών δικτύων ο αποδέκτης μπορεί να είναι διαφορετικός για κάθε δίκτυο. Για το δίκτυο ακαθάρτων αποδέκτης μπορεί να είναι και το έδαφος. Η εκβολή των λυμάτων αποδίδεται με το όρο *διάθεση* και ο αγωγός μέσω του οποίου γίνεται λέγεται *αγωγός διάθεσης*.

Τα λύματα πριν τη διάθεσή τους οφείλουν να υφίστανται κατάλληλη *επεξεργασία*, με στόχο την αφαίρεση των *ρύπων*, δηλαδή των ουσιών που είναι επιβλαβείς ή επικίνδυνες για το φυσικό περιβάλλον. Η επεξεργασία τους γίνεται σε κατάλληλη *εγκατάσταση επεξεργασίας*, όπου χρησιμοποιούνται *φυσικές, βιολογικές και χημικές διεργασίες* καθαρισμού τους. Η επεξεργασία των λυμάτων αποτελεί αντικεί-

μενο μιας ιδιαίτερης επιστημονικής και τεχνολογικής περιοχής, που δεν εξετάζεται σε αυτό το κείμενο.

## 1.2 Σύντομο ιστορικό

Σε πολλούς από τους αρχαίους πολιτισμούς ήταν γνωστή η τέχνη της απομάκρυνσης των λυμάτων με υπονόμους. Έτσι στο Mohenjo-daro, μια πόλη της πρώτης άνθισης του ινδικού πολιτισμού, που ιστορικά τοποθετείται περί το 5000 π.Χ. βρέθηκαν στις ανασκαφές πλινθόκτιστοι υπόνομοι που απομάκρυναν τα λύματα από τα σπίτια. Στη Βαβυλώνα βρέθηκαν επίσης δίκτυα αποχέτευσης (Martz, 1970). Ενδείξεις για αποχετευτικό δίκτυο υπάρχουν και για τη Σουμερική πόλη Νιππούρ (τρίτη χιλιετηρίδα π.Χ.). Στο Μινωικό ανάκτορο της Κνωσού (1950-1500 π.Χ.) ανακαλύφθηκαν χώροι υγιεινής (λουτρά) και δίκτυο αποχέτευσης ομβρίων και ακαθάρτων. Το δίκτυο είχε φρεάτια επίσκεψης για τη συντήρησή του και κατέληγε στο χείμαρρο Καιράτο, ανατολικά της Κνωσού. Οι αγωγοί ήταν κατασκευασμένοι από πήλινα καναλέτα ανοιχτής ορθογωνικής διατομής (ύψους 12 cm) που σκεπάζονταν στην πάνω πλευρά. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η ένωσή τους, τα καναλέτα είχαν τραπεζοειδή κάτοψη (σαν βυζαντινά κεραμίδια αλλά ορθογωνικής διατομής, μήκος περίπου 60 cm, πλάτη 15/20 cm, βλ. Μαρκαντωνάτος, 1986). Στην Ακρόπολη της Αθήνας βρέθηκαν κομμάτια αγωγών από ψημένο πηλό. Στην αρχαία Ρώμη υπήρχαν δημόσια αποχωρητήρια και αγωγοί αποχέτευσης που απομάκρυναν τα λύματα. (Martz, 1970). Επίσης υπήρχαν και αγωγοί ομβρίων, όπως η cloaca maxima (μεγάλος υπόνομος) που εξυπηρετούσε τη Ρωμαϊκή αγορά και λειτουργεί μέχρι σήμερα (Μαρκαντωνάτος, 1986).

Η τέχνη της αποχέτευσης παραμελήθηκε στο Μεσαίωνα. Αλλωστε και οι χώροι υγιεινής εγκαταλείφθηκαν ή υποβαθμίστηκαν (π.χ. αποχωρητήρια σε έρκερ πάνω από την τάφρο των κάστρων), ενώ η κατανάλωση νερού για ανάγκες καθαριότητας περιορίστηκε στο ελάχιστο. Αποτέλεσμα αυτής της κατάστασης ήταν οι επιδημίες που μάστιζαν τις μεσαιωνικές κοινωνίες.

Η κατάσταση αυτή συνεχίστηκε και στους νεότερους χρόνους, και μάλιστα οξύνθηκε περισσότερο εξαιτίας της συγκέντρωσης πληθυ-

σμού στις πόλεις. Η εξέλιξη της οικοδομικής που οδήγησε στην κατασκευή πολυώροφων κτιρίων, δεν συνοδεύτηκε από ανάλογη εξέλιξη των συνηθειών υγιεινής και των αποχετεύσεων (π.χ. στα ανάκτορα των Βερσαλιών δεν κατασκευάστηκαν αποχετεύσεις). Έτσι σε πολλές πόλεις τα λύματα αφήνονταν να τρέχουν ελεύθερα στις αυλές και στους δρόμους. Η κατασκευή σύγχρονων συστημάτων αγωγών αποχέτευσης, με ελάχιστες εξαιρέσεις, ξεκινάει ουσιαστικά στα μέσα του 19ου αιώνα. Για παράδειγμα στη Γερμανία το πρώτο δίκτυο υπονόμων σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε το 1842 στο Αμβούργο (Martz 1970) μετά από πυρκαγιά που κατέστρεψε το κέντρο της πόλης. Ο σχεδιασμός έγινε από τον πρωτοπόρο Άγγλο μηχανικό W. Lindley, με βάση ιδέες και αρχές που χρησιμοποιούνται και σήμερα. Στην Αγγλία η σημασία των αποχετευτικών συστημάτων αναγνωρίστηκε το 1855, μετά από επιδημία χολέρας που ξεκίνησε το 1848, και έδωσε το έναυσμα για την κατασκευή επαρκούς δικτύου αποχέτευσης στο Λονδίνο (Clare κ.α. 1977).

Είναι ενδιαφέρον ότι η κατασκευή έργων αποχέτευσης κατά τους νεότερους χρόνους ξεκίνησε με σκοπό την απομάκρυνση των ομβρίων, παρά των οικιακών λυμάτων. Μάλιστα σε αρκετές πόλεις που είχαν δίκτυο ομβρίων, για πολύ καιρό απαγορεύονταν η παροχέτευση λυμάτων στους αγωγούς (Steel, 1960).

Στην Ελλάδα γενικά υπήρξε καθυστέρηση στην κατασκευή σύγχρονων συστημάτων αποχέτευσης. Στην Αθήνα, που διαθέτει στο κέντρο της ένα από τα παλιότερα ελληνικά παντοροϊκό δίκτυο αποχέτευσης, και στην περιφέρειά της πιο σύγχρονα χωριστικά δίκτυα, ένα πολύ σημαντικό ποσοστό των σπιτιών εξυπηρετούνται ακόμα με βόθρους. Η κατασκευή του παντοροϊκού συστήματος ξεκινά από το 1858, αν και μεμονωμένοι υπόνομοι είχαν κατασκευαστεί και νωρίτερα. Στην αρχή τα έργα γίνονταν χωρίς συστηματικές μελέτες. Η πρώτη μελέτη, του Γάλλου μηχανικού Clave, που χρονολογείται το 1883, έγινε μετά από καταστροφικές πλημμύρες. Συστηματικές, όμως, μελέτες άρχισαν να εκπονούνται από τις αρχές του αιώνα μας, και ακόμη δεν έχουν ολοκληρωθεί. Το χωριστικό σύστημα άρχισε να κατασκευάζεται το 1933. Μόλις το 1959 αποπερατώθηκε ο Κεντρικός Αποχετευτικός Αγωγός (ΚΑΑ) που κατέληγε στον Ακροκέραμο Κερατσινίου, οδηγών-

τας τα λύματα στη θάλασσα χωρίς επεξεργασία και με επιφανειακή (όχι υποθαλάσσια) διάθεση.

Σε άλλες ελληνικές πόλεις τα πράγματα μέχρι πρόσφατα ήταν πολύ χειρότερα. Για παράδειγμα, στη Λευκάδα μέχρι την τελευταία δεκαετία ένα μέρος των οικιακών λυμάτων (χωρίς τα ακάθαρτα των αποχωρητηρίων) αποχετεύονταν σε επιφανειακά αυλάκια στους δρόμους της πόλης. Υπάρχουν βέβαια και ορισμένες εξαιρέσεις. Έτσι η Νεάπολη Λασιθίου είχε ένα παλιό παντοροϊκό δίκτυο με θολωτούς λιθόκτιστους αγωγούς για τους συλλεκτήρες, και ορθογωνικούς λιθόκτιστους δευτερεύοντες αγωγούς (λαγούμια). Το δίκτυο αυτό χρονολογείται από την εποχή της Τουρκοκρατίας.

Σήμερα στην Ελλάδα έχει γενικευτεί η χρήση σύγχρονων εγκαταστάσεων υγιεινής σε όλα σχεδόν τα σπίτια, αστικά και αγροτικά, και προχωρεί με σχετικά ικανοποιητικούς ρυθμούς – όσο επιτρέπουν οι ρυθμοί χρηματοδότησης – η κατασκευή ή η αποπεράτωση σύγχρονων χωριστικών δικτύων αποχέτευσης σε όλες τις πόλεις και κωμοπόλεις, ενώ στα μικρότερα χωριά έχει γενικευτεί η χρήση βόθρων. Στην Αθήνα έχει ξεκινήσει από το 1982 μια ομάδα βασικών έργων εκσυγχρονισμού του αποχετευτικού συστήματος, που περιλαμβάνει το Συμπληρωματικό Κεντρικό Αποχετευτικό Αγωγό (ΣΚΑΑ), τον υποθαλάσσιο σίφωνα Ακροκεράμου-Ψυττάλειας, τον υποθαλάσσιο αγωγό εκβολής, καθώς και τις εγκαταστάσεις επεξεργασίας λυμάτων της Ψυττάλειας και βοθρολυμάτων της Μεταμόρφωσης, ενώ προχωρεί και η επέκταση των αποχετευτικών δικτύων.

Μετά την κατασκευή των εγκαταστάσεων αποχέτευσης στις αστικές περιοχές, ανέβηκε η ποιότητα ζωής σε αυτές αλλά η ρύπανση μεταφέρθηκε έξω από τις πόλεις, κυρίως στα υδατορεύματα, τις λίμνες ή τις θάλασσες όπου γίνεται η διάθεση των λυμάτων. Για την αντιμετώπιση των προβλημάτων ρύπανσης αναπτύχθηκαν τεχνολογίες καθαρισμού και διάθεσης των λυμάτων, οι οποίες όμως απαιτούν την κατασκευή ανάλογων εγκαταστάσεων. Έτσι σήμερα κάθε δίκτυο συλλογής και μεταφοράς λυμάτων πρέπει να συνδυάζεται υποχρεωτικά με αποτελεσματικές εγκαταστάσεις επεξεργασίας τους και με κατάλληλη διάθεσή τους. Στην Ελλάδα την τελευταία δεκαετία έχουν κατασκευαστεί τέτοιες εγκαταστάσεις σε ορισμένες πόλεις και η χρήση τους τείνει να γενικευτεί.

### 1.3 Σημασία των έργων αποχέτευσης

Η σημασία των έργων αποχέτευσης για τη δημόσια υγεία και το επίπεδο ζωής στις αστικές περιοχές είναι σχεδόν αυτονόητη. Σε περιοχές χωρίς δίκτυα αποχέτευσης λυμάτων παρατηρείται ρύπανση του εδάφους και των υπόγειων και επιφανειακών υδροφορέων, εμφάνιση οσμών εξαιτίας των σπητικών συνθηκών των βοθρολυμάτων, και δημιουργούνται κίνδυνοι για τη δημόσια υγεία. Αντίστοιχα σε περιοχές, που λείπει ένα αποτελεσματικό δίκτυο αποχέτευσης ομβρίων, σε κάθε καταιγίδα οι δρόμοι μετατρέπονται σε ρέματα, παραλύει η κίνηση και η ζωή, πλημμυρίζουν αυτοκίνητα και σπίτια και πολλές φορές χάνονται και ανθρώπινες ζωές.

Κατά συνέπεια τα έργα αποχέτευσης αποτελούν σημαντικότερα έργα υποδομής, απαραίτητα για τη λειτουργία μιας αστικής περιοχής, και καθοριστικά του επιπέδου διαβίωσης. Μαζί με τα έργα ύδρευσης και οδοποιίας, αποτελούν τα κυριότερα έργα υποδομής της αρμοδιότητας του Πολιτικού Μηχανικού. Πολλές φορές όμως η σημασία τους παραβλέπεται, επειδή είναι έργα υπόγεια και δεν προσφέρονται για προβολή. Εξ άλλου τα έργα αποχέτευσης δεν έχουν άμεσα οικονομικά αποτελέσματα και η υπηρεσία που προσφέρουν δεν είναι εύκολο να τιμολογηθεί. Υπάρχουν ακόμα και ψυχολογικοί παράγοντες, που δημιουργούν αποστροφή προς τα έργα αυτά και υποβαθμίζουν τη σημασία τους, επειδή συνδέονται με όχι τόσο άξιες προβολής στιγμές της ανθρώπινης ζωής. Όλοι οι παραπάνω λόγοι είχαν συνέπεια την καθυστέρηση στη διάδοση των έργων αποχέτευσης. Σήμερα όμως που η ρύπανση του περιβάλλοντος έχει πάρει ανησυχητικές διαστάσεις δεν δικαιολογούνται άλλες καθυστερήσεις.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> Σε μια μεγάλη πόλη, το δίκτυο των ομβρίων ή το παντοροϊκό δίκτυο, είναι ένα πολύπλοκο σύστημα υπονόμων με διατομές σημαντικών διαστάσεων που ακολουθεί το οδικό δίκτυο της πόλης σε όλη της σχεδόν την έκταση. Ένα τέτοιο σύστημα προσφέρει υπόγειες διαδρομές προσπέλασης διάφορων σημείων της πόλης. Έτσι σε επαναστατικές ή πολεμικές περιόδους αποχετευτικά δίκτυα έχουν χρησιμεύσει για σαμποτάζ ή μυστικές μετακινήσεις. Έχουν όμως γίνει σκηνικό και για εγκληματικές πράξεις. Για τους λόγους αυτούς πολλές φορές οι μελετητές και κατασκευαστές έργων αποχέτευσης, που κατέχουν τα σχέδια των δικτύων, θεωρήθηκε ότι πρέπει να είναι "έμπιστα πρόσωπα". Για τους ίδιους λόγους ή ακόμα και για λόγους συμβολισμού (και όχι τόσο για την άμεση χρησιμότητα τους) τα δίκτυα αποχέ-

## 1.4 Παντοροϊκά και χωριστικά δίκτυα

Τα παλιότερα δίκτυα αποχέτευσης που κατασκευάστηκαν σε Ευρωπαϊκές και Αμερικανικές πόλεις είναι παντοροϊκά. Τα δίκτυα αυτά κατά το μεγαλύτερο διάστημα μεταφέρουν μόνο τα λύματα, έχουν όμως σχεδιαστεί με διατομές επαρκείς για τη διοχέτευση των ομβρίων, που η παροχή τους είναι σημαντικό πολλαπλάσιο της παροχής λυμάτων. Όμως οι εγκαταστάσεις καθαρισμού που συνδυάζονται με παντοροϊκά δίκτυα σχεδιάζονται ώστε να επαρκούν μόνο για ένα ποσοστό της παροχής ομβρίων. Έτσι όταν η αθροιστική παροχή λυμάτων και ομβρίων ξεπεράσει ένα καθορισμένο ανώτατο όριο, επιτρέπεται η υπερχειλίση προς επιφανειακούς υδροφορείς χωρίς επεξεργασία. Αυτό όμως έχει συνέπεια τη μεγαλύτερη ρύπανση των υδροφορέων αυτών. Παράλληλα τα όμβρια που οδηγούνται στην εγκατάσταση επεξεργασίας συχνά προκαλούν προβλήματα στη λειτουργία της, ενώ αυξάνουν και το κόστος επεξεργασίας και άντλησης. Στα μειονεκτήματα του παντοροϊκού συστήματος πρέπει να προστεθούν και μερικά ακόμα, όπως οι κίνδυνοι πλημμυρίσματος υπογείων σε περιπτώσεις εξαιρετικών καταιγίδων, οι αναδύσεις οσμών κατά τις ξηρές περιόδους από τα ανοιχτά φρεάτια συλλογής ομβρίων στους δρόμους, καθώς και το αυξημένο κόστος άντλήσεων, σε περίπτωση που υπάρχουν αντλιοστάσια μέσα στο δίκτυο.

Βεβαίως το παντοροϊκό δίκτυο έχει και ορισμένα πλεονεκτήματα, όπως την απλότητά του (ένας αγωγός σε κάθε δρόμο) που προσφέρει καλύτερη εποπτεία, τη μικρότερη απασχόληση της διατομής των δρόμων, και κυρίως το μικρότερο αρχικό κόστος κατασκευής. Σε πολλές περιπτώσεις όμως και η οικονομικότητά του, σε σύγκριση με το χωριστικό σύστημα, μπορεί να αμφισβητηθεί, ιδιαίτερα σε πόλεις που ο τελικός αποδέκτης των λυμάτων βρίσκεται σε μακρινή απόσταση, ενώ υπάρχουν μέσα ή δίπλα στην πόλη επιφανειακοί

---

τεύσης έχουν αποτελέσει αντικείμενο αναφοράς σε λογοτεχνικά και άλλα καλλιτεχνικά έργα. Είναι γνωστή η περιγραφή από το Βίκτωρα Ουγκό στους "Άθλιους" του δικτύου αποχέτευσης του Παρισιού, το οποίο μάλιστα παίζει ουσιαστικό ρόλο στην πλοκή του έργου. Ανάλογο ρόλο παίζει το δίκτυο αποχέτευσης της Βιέννης στην ταινία "Τρίτος Άνθρωπος" του Κάρολ Ριντ.

υδροφορείς που μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως αποδέκτες ομβρίων. Ακόμη, εάν συνυπολογιστεί το αυξανόμενο κόστος κατασκευής της εγκατάστασης καθαρισμού, στην περίπτωση παντοροϊκού δικτύου και κυρίως οι αυξημένες δαπάνες συντήρησης και λειτουργίας, τότε μπορεί να αποδειχτεί ότι το παντοροϊκό δίκτυο δεν υπερέχει οικονομικά.

Εξαιτίας των παραπάνω εμφανών μειονεκτημάτων, η κατασκευή παντοροϊκών δικτύων έχει εγκαταλειφθεί, και όλα σχεδόν τα σύγχρονα δίκτυα είναι χωριστικά.

Η επιλογή της λύσης του παντοροϊκού δικτύου δικαιολογείται μόνο (α) σε μικρές επεκτάσεις παλιών παντοροϊκών δικτύων (β) σε περιπτώσεις που, εξαιτίας της παρουσίας οργανικών υλικών στους δρόμους της πόλης, τα όμβρια απαιτούν επεξεργασία πριν τη διάθεσή τους και (γ) σε οικισμούς με πολύ στενούς δρόμους που δεν επιτρέπουν την κατασκευή δύο παράλληλων αγωγών αποχέτευσης.

Το χωριστικό σύστημα αποχέτευσης, που διεθνώς έχει επικρατήσει τα τελευταία χρόνια, εφαρμόζεται σχεδόν κατ' αποκλειστικότητα στην Ελλάδα, όπου εξαιτίας των μεγάλων καθυστερήσεων δεν είχαν κατασκευαστεί οργανωμένα δίκτυα αποχέτευσης πριν την επικράτησή του.

Το χωριστικό σύστημα επιτρέπει την πλήρη ανεξαρτησία στο σχεδιασμό των δύο δικτύων. Έτσι το δίκτυο ακαθάρτων σχεδιάζεται *συγκεντρωτικά*, δηλαδή τα ακάθαρτα όλης της πόλης συγκεντρώνονται τελικά σε ένα αγωγό, τον κύριο συλλεκτήρα, ο οποίος τα οδηγεί στην εγκατάσταση καθαρισμού, πριν καταλήξουν στον τελικό αποδέκτη. Αντίθετα, το δίκτυο ομβρίων σχεδιάζεται *αποκεντρωτικά*, δηλαδή επιδιώκεται η κατασκευή ανεξάρτητων αγωγών ομβρίων που καταλήγουν σε διαφορετικά σημεία του αποδέκτη, ή και σε διαφορετικούς αποδέκτες. Με τον αποκεντρωτικό σχεδιασμό μειώνονται οι διατομές και κατά συνέπεια το κόστος των αγωγών, και κατά κανόνα αποφεύγονται εντελώς οι αντλήσεις.

Ένα άλλο πλεονέκτημα του χωριστικού συστήματος είναι το γεγονός ότι ευνοεί τη σταδιακή κατασκευή των έργων αποχέτευσης. Δεδομένου ότι η πιο βασική ανάγκη είναι η αποχέτευση των ακαθάρτων και ότι οι αγωγοί ακαθάρτων είναι μικρής διατομής και φτηνοί, συνήθως κατασκευάζεται πρώτα το δίκτυο ακαθάρτων, ενώ τα όμβρια

αφήνονται για μερικά χρόνια να τρέχουν στους δρόμους και τα φυσικά υδατορεύματα της πόλης.

Ένα αξιοσημείωτο μειονέκτημα του χωριστικού συστήματος είναι το γεγονός ότι απαιτεί προσεκτική επιτήρηση, ώστε να αποφεύγονται εσφαλμένες ιδιωτικές συνδέσεις, που δημιουργούν προβλήματα στη λειτουργία και των δύο δικτύων. Η σύνδεση των υδρορροών των κτιρίων με τους αγωγούς ακαθάρτων προκαλεί υπερφόρτωση των τελευταίων, κατά τη διάρκεια καταιγίδων, ενώ η σύνδεση των ακαθάρτων των σπιτιών με τους αγωγούς ομβρίων προκαλεί ρύπανση του αποδέκτη των ομβρίων.

## 1.5 Μελέτες αστικών αποχετεύσεων

Τα τυπικά έργα αστικών αποχετεύσεων που αποτελούν και το αντικείμενο των σχετικών μελετών μπορούν να ταξινομηθούν γενικά ως εξής:

- Δίκτυο ακαθάρτων
- Εγκατάσταση επεξεργασίας ακαθάρτων
- Αγωγός διάθεσης ακαθάρτων
- Δίκτυο ομβρίων
- Περιμετρικές αντιπλημμυρικές τάφροι
- Διευθετήσεις υδατορευμάτων μέσα στην περίμετρο της αστικής περιοχής.

Η περίμετρος των έργων κατά κανόνα εκτείνεται στα όρια του οικισμού, όπως αυτά ορίζονται από τις υφιστάμενες συνθήκες δόμησης ή το εγκεκριμένο ρυμοτομικό σχέδιο, αν υπάρχει.

Η εκπόνηση των μελετών αποχέτευσης διέπεται από σχετικές προδιαγραφές, που καθορίζουν επακριβώς τα επιμέρους αντικείμενα των μελετών, τους όρους εκπόνησής τους και τις βασικές παραδοχές και μεθοδολογίες σύνταξής τους. Στην Ελλάδα οι σχετικές προδιαγραφές περιλαμβάνονται στο Π.Δ. 696 (1974).

Συνήθως οι μελέτες εκπονούνται σε τρία στάδια: Προκαταρκτική Μελέτη, Προμελέτη και Οριστική Μελέτη. Στο τελικό στάδιο

δίνονται τα πλήρη κατασκευαστικά σχέδια των έργων (γενική διάταξη, οριζοντιογραφίες, μηκοτομές, τυπικές διατομές, σχέδια τυπικών και ειδικών τεχνικών έργων), τα οποία είναι απαραίτητα όχι μόνο για την κατασκευή, αλλά και για τη μελλοντική συντήρησή, επέκτασή ή τροποποίησή τους. Για το λόγο αυτό τα σχέδια πρέπει να ενημερώνονται κατά το στάδιο κατασκευής και μετέπειτα.

Εκτός από τα σχέδια οι μελέτες περιλαμβάνουν και αναλυτικά τεύχη τεχνικών εκθέσεων, τεύχη υπολογισμών (υδρολογικών, υδραυλικών, στατικών, ηλεκτρομηχανολογικός) με τις παραδοχές, τις μεθοδολογίες και τους αναλυτικούς υπολογισμούς των έργων, οικονομικοτεχνικά τεύχη (προμετρήσεις εργασιών, αναλύσεις τιμών, τιμολόγια, προϋπολογισμούς), τεύχη τεχνικών προδιαγραφών για την κατασκευή των έργων και τέλος τεύχη συγγραφής υποχρεώσεων του κατασκευαστή των έργων.

Για τη σύνταξη των μελετών απαραίτητη είναι η συλλογή, η οργάνωση και η επεξεργασία μιας σειράς πληροφοριών, στις οποίες περιλαμβάνονται:

1. *Τοπογραφικά δεδομένα*

Χάρτες της ευρύτερης περιοχής, τοπογραφικά και ρυμοτομικά διαγράμματα της περιοχής μελέτης, μηκοτομές οδικού δικτύου, μηκοτομές και διατομές υδατορευμάτων, αεροφωτογραφίες της περιοχής, καθώς και βυθομετρικά δεδομένα αν πρόκειται να κατασκευαστεί υποθαλάσσιος αγωγός διάθεσης.

2. *Γεωτεχνικά και υδρογεωλογικά δεδομένα*

Γεωλογικοί χάρτες, εδαφικές τομές για την εξακρίβωση του είδους του εδάφους, στοιχεία για τη διαίτα του υπόγειου ορίζοντα.

3. *Υδρολογικά δεδομένα*

Βροχομετρικά και κυρίως βροχογραφικά δεδομένα της περιοχής μελέτης, δεδομένα παροχής και στερεοπαροχής των υδατορευμάτων της περιοχής.

4. *Χωροταξικά δεδομένα*

Στατιστικά στοιχεία εξέλιξης πληθυσμού, ρυθμιστικά σχέδια, όροι δόμησης, χρήσεις και κόστος γης (προκειμένου να καθο-

ριστεί η θέση της εγκατάστασης καθαρισμού και τυχόν ζώνες απαλλοτριώσης) δεδομένα επιχειρηματικών και βιομηχανικών δραστηριοτήτων, τουριστικών εγκαταστάσεων και αεροδρομίων, επεκτάσεις του σχεδίου πόλης, προτάσεις και μελέτες νέων αναπτυξιακών δραστηριοτήτων και εγκαταστάσεων που επηρεάζουν το σύστημα αποχέτευσης

5. *Δεδομένα χρήσης νερού*

Λειτουργικά δεδομένα δικτύου ύδρευσης, ποσοτικά και ποιοτικά χαρακτηριστικά λυμάτων σε περίπτωση που σε κάποια περιοχή της περιοχής μελέτης υπάρχουν αγωγοί αποχέτευσης.

6. *Δεδομένα ποιότητας νερού*

Μετρήσεις ποιότητας νερού στους υπόγειους και επιφανειακούς υδροφορείς της περιοχής, ή στη θάλασσα προκειμένου να επιλεγεί ο αποδέκτης και να καθοριστούν οι όροι διάθεσης των λυμάτων.

7. *Οικονομικά δεδομένα*

Αναλυτικές τιμές υλικών και εργασιών των έργων αποχέτευσης, δαπάνη ενέργειας, τοπικές συνθήκες που επηρεάζουν το κόστος, συνθήκες χρηματοδότησης και επιτόκια.

Σημαντικό ρόλο στη συλλογή των παραπάνω πληροφοριών παίζουν οι τυχόν παλιότερες μελέτες για συναφή έργα στην περιοχή μελέτης, καθώς και οι επαφές με τις αρχές και τους οργανισμούς της περιοχής.



---

---

## Κεφάλαιο 2 Εκτίμηση παροχών ακαθάρτων

---

---

### 2.1 Γενικά

Οι αγωγοί ακαθάρτων μεταφέρουν τα αστικά λύματα και ορισμένες επιπλέον ποσότητες υπόγειου νερού και επιφανειακής απορροής που εισέρχονται σε αυτούς. Κατά συνέπεια η εκτίμηση της παροχής των αγωγών ακαθάρτων προϋποθέτει την εκτίμηση του πληθυσμού που εξυπηρετείται, της κατανάλωσης νερού και του ποσοστού της που καταλήγει στους αγωγούς αποχέτευσης, καθώς και των πρόσθετων εισροών υπόγειων διηθήσεων και απορροής ομβρίων. Επιπλέον οι αγωγοί συχνά μεταφέρουν λύματα από βιομηχανικές ή εμπορικές εγκαταστάσεις, των οποίων οι παροχές πρέπει να συνεκτιμώνται. Οι παροχές ακαθάρτων και οι διηθήσεις εμφανίζουν σημαντικές διακυμάνσεις στο χρόνο, και κατά συνέπεια οι αγωγοί θα πρέπει να είναι επαρκείς για τη μέγιστη τιμή της παροχής, την *παροχή σχεδιασμού*.

### 2.2 Περίοδος σχεδιασμού

Οι αγωγοί ακαθάρτων σχεδιάζονται με παροχετευτικότητα επαρκή για την κάλυψη των μελλοντικών αναγκών της περιοχής μελέτης, για μια δεδομένη περίοδο σχεδιασμού. Οι παροχές σχεδιασμού των αγωγών εκτιμώνται για τις συνθήκες πληθυσμού και κατανάλωσης νερού που αναμένονται για το τέλος αυτής της περιόδου.

Τα διάφορα επιμέρους έργα αποχέτευσης δεν είναι απαραίτητο να έχουν την ίδια περίοδο σχεδιασμού.

Οι παράγοντες που παίρνονται υπόψη για την επιλογή της περιόδου αυτή είναι (α) η ωφέλιμη διάρκεια ζωής των επιμέρους έργων, (β) η ευκολία ή δυσκολία επέκτασης των έργων, (γ) η μεγάλη ή μικρή αβεβαιότητα στην εκτίμηση της εξέλιξης του πληθυσμού και γενικότερα της ανάπτυξης της περιοχής (όταν υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα, συνήθως κάνουμε δυσμενέστερη επιλογή), (δ) οικονομικοί παράγοντες, όπως το συνολικό κόστος των έργων και το επιτόκιο της χρηματοδότησης.

Η περίοδος σχεδιασμού των αγωγών αποχέτευσης, σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974), γενικά θεωρείται 40 χρόνια. Διεθνώς η περίοδος σχεδιασμού θεωρείται 40-50 χρόνια για τους κύριους συλλεκτήρες, ενώ για τους δευτερεύοντες και τριτεύοντες αγωγούς παίρνεται υπόψη η τελική (έσχατη) προβλεπόμενη ανάπτυξη της πόλης.

Ειδικότερα για τον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό των δικτύων αποχέτευσης (αντλιοστάσια) καθώς και για τις εγκαταστάσεις επεξεργασίας λυμάτων η περίοδος σχεδιασμού είναι μικρότερη, μεταξύ 20 και 25 ετών, λόγω της μικρότερης διάρκειας ζωής των έργων αυτών.

## 2.3 Πληθυσμιακά δεδομένα - Εξέλιξη του πληθυσμού

Πηγή των πληθυσμιακών δεδομένων είναι οι απογραφές πληθυσμού. Ο πληθυσμός αφετηρίας, δηλαδή ο πληθυσμός στο χρόνο εκπόνησης της μελέτης, είναι πολύ χρήσιμο στοιχείο για τη μελέτη. Όταν έχει μεσολαβήσει κάποιο σημαντικό χρονικό διάστημα από την τελευταία απογραφή, είναι απαραίτητο να γίνει επανεκτίμηση του πληθυσμού αφετηρίας. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται διάφορες στατιστικές ενδείξεις, όπως οι απογραφές των μαθητών των σχολείων, των καταναλωτών ρεύματος ή νερού, οι εγγραφές/διαγραφές στα δημοτολόγια κλπ.

Η πρόβλεψη του μελλοντικού πληθυσμού στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού βασίζεται στα ιστορικά απογραφικά δεδομένα.

Οι συνήθειες μέθοδοι που ακολουθούνται προκειμένου να εκτιμηθεί ο μελλοντικός πληθυσμός είναι:

1. Παραδοχή γραμμικής αύξησης του πληθυσμού.
2. Παραδοχή σταθερού ποσοστού ετήσιας αύξησης του πληθυσμού (τύπος ανατοκισμού).
3. Παραδοχή διαφορετικών ποσοστών αύξησης του πληθυσμού ανά δεδομένες χρονικές περιόδους, π.χ. ανά δεκαετία (συνήθως εφαρμόζεται σε μεγάλες πόλεις).
4. Χρησιμοποίηση της λογιστικής καμπύλης (σχήματος S), η οποία χαρακτηρίζεται από ένα πληθυσμό κορεσμού  $\Pi_K$  που αντιστοιχεί στην έσχατη ανάπτυξη της πόλης. Η λογιστική καμπύλη εκφράζεται μαθηματικά από τη σχέση

$$\Pi_t = \frac{\Pi_K}{1 + me^{-nt}} \quad (21)$$

όπου  $\Pi_t$  ο πληθυσμός στο έτος  $t$  μετρούμενο από μια αφετηρία  $t_0 = 0$  και  $m$ ,  $n$  σταθερές που, μαζί με τον πληθυσμό κορεσμού  $\Pi_K$ , μπορούν να εκτιμηθούν από τα ιστορικά δεδομένα (π.χ. με τη μέθοδο ελαχίστων τετραγώνων).

5. Γραφική επέκταση στο μέλλον της καμπύλης μεταβολής του πληθυσμού στο παρελθόν.
6. Γραφική σύγκριση με την εξέλιξη του πληθυσμού άλλων μεγαλύτερων πόλεων, μετά από το χρόνο που ο πληθυσμός τους ήταν ίδιος με τον πληθυσμό της υπό μελέτη πόλης.

Η επιλογή της μεθόδου που τελικά θα υιοθετηθεί βασίζεται στην εικόνα της εξέλιξης του πληθυσμού στο παρελθόν. Για το σκοπό αυτό η γραφική απεικόνιση της εξέλιξης είναι πάντα χρήσιμη ανεξάρτητα από το ποια μέθοδος θα επιλεγεί. Ακόμη χρήσιμες είναι πάντα και οι συγκρίσεις με την εξέλιξη πληθυσμού άλλων πόλεων.

Για την ορθολογικότερη πρόβλεψη της εξέλιξης του πληθυσμού σκόπιμο είναι να αναλύονται οι παράγοντες που την επηρεάζουν, δηλαδή οι γεννήσεις, οι θάνατοι και οι μεταναστεύσεις πληθυσμού από

και προς την πόλη. Οι μεταβολές των κοινωνικών και οικονομικών συνθηκών σε γενικό και τοπικό επίπεδο μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντικές μεταβολές, στην εξέλιξη του πληθυσμού. Για παράδειγμα ένα σοβαρό αναπτυξιακό έργο σε μια μικρή πόλη μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση του πληθυσμού της.

Τέλος, είναι πάντα απαραίτητο να γίνεται ξεχωριστή εκτίμηση του αριθμού των μη μόνιμων κατοίκων, δηλαδή αυτών που επισκέπτονται την πόλη για μια ή περισσότερες μέρες, για εργασιακούς ή τουριστικούς λόγους. Σε αρκετές περιοχές της Ελλάδας ο αριθμός των μη μόνιμων κατοίκων είναι πολλές φορές πολλαπλάσιος του μόνιμου πληθυσμού.

## 2.4 Κατανομή του πληθυσμού

Για την εκτίμηση των παροχών των επιμέρους αγωγών ακαθάρτων, η περιοχή μελέτης διαιρείται σε διαμερίσματα ή υπολεκάνες, τα όρια των οποίων καθορίζονται από την τοπογραφία και τη διάταξη του οδικού δικτύου της περιοχής. Η εκτίμηση του πληθυσμού κάθε τέτοιου διαμερίσματος βασίζεται στην έκτασή του και την πυκνότητα πληθυσμού σε αυτήν.

Η κατανομή του πληθυσμού και κατά συνέπεια και η πυκνότητα του πληθυσμού δεν είναι ομοιόμορφη σε όλη την περιοχή μελέτης. Έτσι η περιοχή μελέτης υποδιαιρείται σε υποπεριοχές ανάλογα με τις δραστηριότητες και τους όρους δόμησης, σε τρόπο ώστε κάθε υποπεριοχή να εμφανίζει ομοιομορφία σε αυτά τα χαρακτηριστικά, και κατά συνέπεια ομοιόμορφη πυκνότητα πληθυσμού. Αρχικά η περιοχή μελέτης διαιρείται σε ζώνες ανάλογα με τις δραστηριότητες που αναπτύσσονται (οικιστικές, εμπορικές, βιομηχανικές, δημόσιας χρήσης, – δηλαδή πάρκα, αθλητικές εγκαταστάσεις, νεκροταφεία κλπ.). Στη συνέχεια οι οικιστικές ζώνες διαιρούνται σε τομείς ανάλογα με τις συνθήκες δόμησης (όροι και συντελεστής δόμησης) και εκτιμάται σε κάθε ζώνη η πυκνότητα πληθυσμού.

Συνήθεις τιμές της πυκνότητας πληθυσμού οικιστικών περιοχών είναι 35-50 κατ/ha για τομείς χαμηλής δόμησης (μονοκατοικίες), 100-150 κατ/ha για τομείς μέσης δόμησης (διπλοκατοικίες, τριπλοκατοικίες) 200-400 κατ/ha για περιοχές υψηλής δόμησης (πολυκατοι-

κίες). Έχουν όμως διαπιστωθεί και πυκνότητες πολύ μεγαλύτερες, της τάξης των 2500 κατ/ha, σε περιοχές πολύ πυκνής δόμησης με πολυώροφα κτήρια. Για βιομηχανικές και εμπορικές ζώνες χρησιμοποιούνται πυκνότητες της τάξης των 25-75 κατ/ha.

Γενικά οι πυκνότητες πληθυσμού που υιοθετούνται πρέπει να συμφωνούν με τις εκτιμήσεις του ολικού πληθυσμού για τον οποίον γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Σε μεγάλες πόλεις με ανεπτυγμένα εμπορικά κέντρα, που γίνονται σημαντικές μετακινήσεις πληθυσμού κατά τη διάρκεια της ημέρας, πρέπει να γίνεται διάκριση του πληθυσμού και της αντίστοιχης πυκνότητας σε διαμένοντες, εργαζόμενους και επισκέπτες.

## 2.5 Υδατική κατανάλωση

Η υδατική κατανάλωση διακρίνεται κατ' αρχήν σε οικιακή, βιομηχανική, δημόσια και δημοτική. Οι συνιστώσες αυτές της κατανάλωσης εμφανίζουν μεγάλες διακυμάνσεις από περιοχή σε περιοχή και οι παράγοντες που τις επηρεάζουν είναι (1) το κλίμα, (2) το επίπεδο ζωής, (3) η ύπαρξη ή όχι δικτύου αποχέτευσης, (4) ο τύπος των εμπορικών, βιομηχανικών και τουριστικών δραστηριοτήτων, (5) η διαθεσιμότητα του υδρευτικού νερού, (6) οι πιέσεις του δικτύου ύδρευσης, (7) η ποιότητα του νερού (8) το κόστος του νερού και (9) η πολιτική διαχείρισης του συστήματος υδροδότησης.

Σε οργανωμένα συστήματα ύδρευσης οι υπηρεσίες διαχείρισης του συστήματος υδροδότησης διαθέτουν στατιστικά δεδομένα της κατανάλωσης νερού, πάνω στα οποία μπορεί να στηριχτεί η εκτίμηση των παροχών ακαθάρτων. Επισημαίνεται όμως ότι θα πρέπει να γίνεται πάντα μια προβολή στο μέλλον της κατανάλωσης, δεδομένου ότι η βελτίωση της ποιότητας ζωής, η τυχόν ανάπτυξη της πόλης, αλλά ακόμη και η κατασκευή του δικτύου αποχέτευσης οδηγούν σε αύξηση της κατανάλωσης.

Συνήθως οι διάφορες συνιστώσες της κατανάλωσης εκφράζονται με το δείκτη της μέσης ημερήσιας κατανάλωσης ανά κάτοικο (l/ημ/κατ).

Στον ελλαδικό χώρο οι τυπικές τιμές της οικιακής κατανάλωσης σχεδιασμού κυμαίνονται από 150 l/ημ/κατ, για μικρούς οικισμούς,

μέχρι 250 l/ημ/κατ για μεγάλες πόλεις, με μέση τιμή 200 l/ημ/κατ. Ειδικά για τουριστικές εγκαταστάσεις και νοσοκομεία η κατά κεφαλήν κατανάλωση θεωρείται αυξημένη, στα όρια 300 έως 600 l/ημ/κατ. Στην Αθήνα η μέση ετήσια οικιακή κατανάλωση σχεδιασμού (για το έτος 2026) έχει τυποποιηθεί (ΕΥΔΑΠ, 1985) ως εξής:

- 235 l/ημ/κατ για περιοχές μέσης και κατώτερης εισοδηματικής τάξης
- 310 l/ημ/κατ για περιοχές ανώτερης εισοδηματικής τάξης
- 380 l/ημ/κατ για ημιαστικοπαραθεριστικές περιοχές (παραλιακοί Δήμοι) και υψηλής εισοδηματικής τάξης (Βόρεια προάστια).

Οι βιομηχανικές, δημόσιες και δημοτικές καταναλώσεις προσδιορίζονται ξεχωριστά, παίρνοντας υπόψη τις ιδιαίτερες τοπικές συνθήκες. Συχνά για λόγους ομοιομορφίας ανάγονται και αυτές σε ειδικές καταναλώσεις ανά κάτοικο, που προστίθενται στην οικιακή κατανάλωση.

Οι βιομηχανικές καταναλώσεις έχουν πιο μεγάλα όρια διακύμανσης, ανάλογα με τις βιομηχανικές δραστηριότητες. Η ποσότητα του νερού που παρέχεται για βιομηχανικές χρήσεις στην Αττική εκτιμάται στο 10% της οικιακής κατανάλωσης ή περίπου στα 20 l/ημ/κατ, αλλά σε πόλεις με σοβαρή βιομηχανική δραστηριότητα μπορεί να ξεπεράσει και το 100% της οικιακής κατανάλωσης.

Οι τυπικές τιμές για τη δημόσια και δημοτική κατανάλωση (κατανάλωση σχολείων, νοσοκομείων, ιδρυμάτων, άρδευση πάρκων, πλύσιμο δρόμων κλπ.) κυμαίνονται από 10 μέχρι 50 l/ημ/κατ.

## 2.6 Ποσότητα ακαθάρτων και υδατική κατανάλωση

Εκτός από την περίπτωση που υπάρχουν επαρκή και αξιόπιστα στοιχεία από μετρήσεις σε υφιστάμενους αγωγούς ακαθάρτων, οι εκτιμήσεις των παροχών ακαθάρτων βασίζονται στις αντίστοιχες παροχές ύδρευσης, αφού αφαιρεθούν οι ποσότητες που δεν καταλήγουν στους υπονόμους. Οι ποσότητες αυτές, που κατά μεγάλο μέρος μετατρέπονται σε υδρατμούς, καταναλώνονται κυρίως για πότισμα γλαστρών, κήπων και πάρκων, για πλύσιμο αυτοκινήτων και δρόμων και για

καθαρισμούς σπιτιών. Οι υπόλοιπες ποσότητες που καταλήγουν στην αποχέτευση εκτιμώνται συνήθως ως ένα σταθερό ποσοστό στις καταναλώσεις ύδρευσης, το οποίο εξαρτάται από τις τοπικές συνθήκες και κυμαίνεται από 60% μέχρι 80%. Για την εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) επιβάλλουν το ποσοστό αυτό να θεωρείται 80%. Η ΕΥΔΑΠ (1985) συνιστά γενικώς ποσοστό 85%, εκτός από τις παραθεριστικές περιοχές και τις περιοχές υψηλής εισοδηματικής τάξης, όπου συνιστά ποσοστό 80%.

## 2.7 Διακύμανση των παροχών ακαθάρτων

Οι παροχές ακαθάρτων εμφανίζουν συνεχείς μεταβολές που κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

1. *Υπερετήσιες μεταβολές*  
Οφείλονται στην εξέλιξη του πληθυσμού, των κοινωνικών και οικονομικών συνθηκών και του επιπέδου διαβίωσης, και γενικά είναι αυξητικές. Κατά συνέπεια οι μέγιστες παροχές εμφανίζονται στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού του έργου.
2. *Διακυμάνσεις μέσα στη διάρκεια ενός έτους*  
Οι διακυμάνσεις αυτές είναι κατά το μεγαλύτερο μέρος τους περιοδικές και κατά το υπόλοιπο τυχαίες και οφείλονται στις αντίστοιχες μεταβολές της κατανάλωσης νερού που προκαλούνται από τις διαφορετικές κλιματικές συνθήκες. Έτσι το καλοκαίρι οι καταναλώσεις νερού και οι παροχές ακαθάρτων είναι μεγαλύτερες.
3. *Διακυμάνσεις στη διάρκεια της ημέρας*  
Οι διακυμάνσεις αυτές έχουν μια προσδιοριστική (ντετερμινιστική) συνιστώσα που οφείλεται στις γενικευμένες καθημερινές συνήθειες ζωής (μικρές παροχές το βράδυ και αυξημένες τις πρωινές και απογευματινές ώρες) και μια τυχαία συνιστώσα.

Για τις μελέτες αποχέτευσης ενδιαφέρουν πρωτίστως οι μέγιστες παροχές, που προβλέπονται για το τέλος της περιόδου σχεδιασμού των έργων, δεδομένου ότι σε αυτές βασίζεται η διαστασιολόγηση και ο υδραυλικός έλεγχος των αγωγών. Για τη διαστασιολόγηση

ειδικών έργων, όπως σιφώνων, αντλιοστασίων, εγκαταστάσεων επεξεργασίας λυμάτων κλπ., ενδιαφέρουν επίσης άλλες συνθήκες φόρτισης των αγωγών, π.χ. οι μέγιστες, μέσες και ελάχιστες παροχές στην αρχή και στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού των έργων. Η ίδια ποικιλία συνθηκών φόρτισης ενδιαφέρει και για ειδικούς υπολογισμούς των τυπικών έργων, όπως για υπολογισμούς αυτοκαθαρισμού των αγωγών (βλ. κεφ. 4), παραγωγής υδροθείου (βλ. κεφ. 6).

Τα κυριότερα μεγέθη παροχής που κατά κανόνα ενδιαφέρουν τις μελέτες αποχέτευσης και ο τρόπος υπολογισμού τους κωδικοποιούνται στα ακόλουθα:

- α. *Μέση ημερήσια παροχή ακαθάρτων*  $Q_E$  (και ανηγμένη ανά κάτοικο  $q_E$ ) π.χ. στο τέλος ή στην αρχή της περιόδου σχεδιασμού. Ουσιαστικά είναι ο ετήσιος όγκος ακαθάρτων, διηρημένος με τη διάρκεια ενός έτους. Εκτιμάται συνήθως την αντίστοιχη παροχή ύδρευσης  $Q'_E$  (ή  $q'_E$ ), π.χ.  $Q_E = \rho Q'_E$  όπου όπως προαναφέρθηκε, η τιμή του  $\rho$  στην Ελλάδα κατά κανόνα θεωρείται ίση με 0.80.
- β. *Μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων*  $Q_H$  (και ανηγμένη ανά κάτοικο  $q_H$ ). Ουσιαστικά είναι η μέση παροχή της ημέρας με τη μεγαλύτερη κατανάλωση. Εκτιμάται με βάση τη σχέση

$$Q_H = \lambda_H Q_E \quad (2.2)$$

όπου  $\lambda_H$  είναι ο συντελεστής ημερήσιας αιχμής. Η μέγιστη ημερήσια παροχή συχνά ονομάζεται και θερινή παροχή ακαθάρτων.

- γ. *Μέγιστη στιγμιαία παροχή ακαθάρτων*  $Q_P$  (ή παροχή αιχμής). Ουσιαστικά αποτελεί το στιγμιαίο μέγιστο της παροχής κατά την ημέρα με τη μεγαλύτερη κατανάλωση. Σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) εκτιμάται από τη σχέση

$$Q_P = P Q_H \quad (2.3)$$

όπου  $P$  ο συντελεστής στιγμιαίας αιχμής, μέγεθος που αναλύεται παρακάτω.

Ο συντελεστής ημερήσιας αιχμής  $\lambda_H$  κυμαίνεται συνήθως από 1.1 μέχρι 1.5. Η ΕΥΔΑΠ (1985) συνιστά για την περιοχή της Αθήνας τιμές 1.15 έως 1.20. Οι τιμές αυτές κρίνονται ως υπερβολικά χαμηλές, αν ληφθεί υπόψη ότι για το σύνολο της περιοχής ευθύνης της ΕΥΔΑΠ η μέση παροχή του Ιουλίου είναι κατά μέσο όρο 21% μεγαλύτερη από τη μέση ετήσια παροχή (Αφτιάς κ.α, 1990), και μάλιστα χωρίς να υπολογιστεί η διακύμανση από ημέρα σε ημέρα, ούτε η στατιστική διακύμανση από έτος σε έτος της μηνιαίας κατανάλωσης.

Ο συντελεστής στιγμιαίας αιχμής  $P$  είναι μέγεθος στατιστικό, και συναρτάται (α) με την επιθυμητή ποιότητα λειτουργίας του δικτύου,  $a$ , η οποία εκφράζεται ως η πιθανότητα να μην υπερβεί η πραγματική παροχή την παροχή σχεδιασμού, (β) τον πληθυσμό που εξυπηρετείται και (γ) διάφορες λειτουργικές παραμέτρους. Στο τέλος αυτής της ενότητας αποδεικνύεται ότι, με την προϋπόθεση ότι η παροχή ως τυχαία μεταβλητή ακολουθεί κατανομή Gauss<sup>1</sup>, ο συντελεστής αιχμής θεωρητικά δίνεται από τη σχέση

$$P = \frac{\xi_P}{\xi_\mu} \left( 1 + w_a \sqrt{\frac{1 - \xi_P + C_{v_R}^2}{\xi_P}} \frac{1}{\sqrt{\Pi}} \right) \quad (2.4)$$

όπου  $\xi_\mu$  η μέση πιθανότητα να χρησιμοποιεί ένας μεμονωμένος καταναλωτής το δίκτυο στην τυχούσα χρονική στιγμή κατά τη διάρκεια της ημέρας,  $\xi_P$  η αντίστοιχη μέγιστη πιθανότητα, για την ώρα αιχμής,  $C_{v_R}$  ο συντελεστής διασποράς της παροχής,  $R$ , ενός καταναλωτή, δηλαδή  $C_{v_R} = E[R] / \sqrt{\text{Var}[R]}$  (το  $R$  θεωρείται τυχαία μεταβλητή) και  $w_a$  η τιμή της συνάρτησης κατανομής Gauss που αντιστοιχεί σε πιθανότητα μη υπέρβασης  $a$ . Για την εξαγωγή της (2.4) θεωρήθηκε στιγμιαία απόκριση του συστήματος κρουνός - αγωγός αποχέτευσης. Στην πραγματικότητα όμως, αυτό δεν είναι σωστό, αλλά αντίθετα πραγματοποιείται και ανάσχεση στη διαδρομή κατά μήκος του αγωγού, η οποία έχει ομοιομορφοποιητικά αποτελέσματα, δηλαδή μειώνει το συντελεστή αιχμής.

<sup>1</sup> Η παραδοχή αυτή δεν είναι απόλυτα ορθή, και σίγουρα δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό ελάχιστων τιμών.

Προκειμένου να δώσουμε μια έκφραση της (2.4) κατάλληλη για εφαρμογές κάνουμε τις ακόλουθες, αρκετά συντηρητικές, υποθέσεις:

- Λόγος  $\xi_P / \xi_\mu = 1.5$ . Σημειώνεται ότι ο λόγος αυτός ουσιαστικά είναι η προσδιοριστική (ντετερμινιστική) συνιστώσα του προβλήματος και εξαρτάται από τις γενικευμένες συνθήκες ζωής και υγιεινής των καταναλωτών (π.χ. γενική μείωση της κατανάλωσης αργά το βράδυ, αύξηση το πρωί, κλπ).
- Κατά μέσο όρο ένας καταναλωτής επιβαρύνει το δίκτυο αποχέτευσης 15 min ανά ημέρα, οπότε προκύπτει  $\xi_\mu = 15 / (24 \cdot 60) = 0.01$  και  $\xi_P = 0.015$ . Σημειώνεται ότι όσο μικρότερο είναι το μέγεθος  $\xi_\mu$  τόσο μεγαλύτερος προκύπτει ο συντελεστής αιχμής
- Συντελεστής διασποράς  $C_{v_R} = 0.25$ . Το μέγεθος αυτό δεν επηρεάζει σημαντικά το συντελεστή αιχμής
- Ποιότητα λειτουργίας  $a = 1 - 10^{-5}$ , (ή πιθανότητα αστοχίας  $10^{-5}$ ) οπότε  $w_a = 4.27$ . Η παραδοχή αυτή ισοδυναμεί με υιοθέτηση αποδεκτής διάρκειας αστοχίας 1 min κατά τη διάρκεια της θερινής περιόδου, που θεωρείται τρίμηνη

Με αυτές τις υποθέσεις, μετά από πράξεις προκύπτει

$$P = 1.5 \left( 1 + \frac{11}{\sqrt{\Pi/1000}} \right) \quad (2.5)$$

Στις ΗΠΑ έχουν αναπτυχθεί διάφορες εμπειρικές σχέσεις αντίστοιχες με τη (2.5) που βασίστηκαν σε στατιστικά δεδομένα. Σε αυτές χρησιμοποιείται ένας ολικός συντελεστής αιχμής  $P' = \lambda_H P$ . Κατά συνέπεια η στιγμιαία παροχή αιχμής δίνεται στην περίπτωση αυτή από την

$$Q_P = P' Q_E \quad (2.6)$$

Οι κυριότερες από αυτές τις σχέσεις είναι οι ακόλουθες

$$P' = 5 / (\Pi/1000)^{1/5} \quad (\text{σχέση Babbitt, 2.7})$$

$$P' = 5 / (\Pi / 1000)^{1/6} \quad (\text{σχέση Giffit, 28})$$

$$P' = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\Pi / 1000}} \quad (\text{σχέση Harmon, 29})$$

Οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) συνιστούν την ακόλουθη εμπειρική σχέση, στην οποία ο συντελεστής αιχμής συναρτάται με τη μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων  $Q_H$  και όχι με τον πληθυσμό:

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_H}} \leq 3 \quad (2.10)$$

όπου το  $Q_H$  είναι εκφρασμένο σε l/s. Η (2.10) προκύπτει άμεσα από τη (2.5), αν στην τελευταία αντικαταστήσουμε  $\Pi = Q_H / q_H$ , και θεωρήσουμε  $q_H = 200$  l/ημ/κατ. Εξ άλλου η ΕΥΔΑΠ (1985) προτείνει τη χρήση της σχέσης Giffit (2.8), αλλά με εφαρμογή του  $P$  επί της μέγιστης θερινής παροχής  $Q_H$  αντί της  $Q_E$  στην οποία αναφέρεται η αυθεντική σχέση<sup>2</sup>.

Αντίστοιχη με τη (2.10) είναι και η ακόλουθη εμπειρική σχέση της Metcalf & Eddy (1981):

$$P' = 3.7 / Q_E^{0.073} \quad (2.11)$$

όπου  $Q_E$  η μέση ημερήσια παροχή σε l/s.

Παρατηρούμε ότι οι (2.10) και (2.11) είναι πιο εύχρηστες από τις προηγούμενες σχέσεις, αλλά δεν είναι σωστά θεμελιωμένες και δεν έχουν γενικότητα εφαρμογής (κανονικά ισχύουν μόνο για συγκεκριμένο  $q_H$ ). Επίσης ο περιορισμός  $P \leq 3$  στην (2.10) δεν έχει λογικό νόημα<sup>3</sup>.

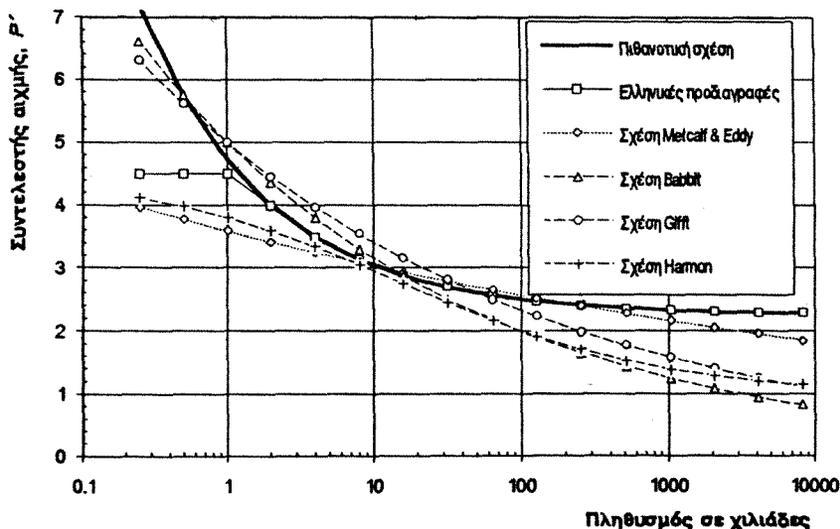
Γραφική σύγκριση όλων των παραπάνω σχέσεων εκτίμησης του συντελεστή αιχμής γίνεται στο Σχήμα 2.1. Σε αυτό παρατηρούμε ότι η πιθανοτική σχέση συμβαδίζει τη σχέση της Metcalf & Eddy για μεγάλους πληθυσμούς και με τις σχέσεις Babbitt και Giffit για μικρούς πλη-

<sup>2</sup>Η τελευταία παραδοχή υπερκαλύπτει την υπεκτίμηση του συντελεστή ημερήσιας αιχμής που συζητήθηκε παραπάνω.

<sup>3</sup>Παρόλα αυτά σε εφαρμογές του κειμένου αυτού χρησιμοποιείται πολύ συχνά η σχέση (0.1) ως η πλέον συνηθισμένη για τον ελληνικό χώρο.

θυσμούς. Είναι εμφανές ότι οι δύο τελευταίες δίνουν απαράδεκτα μικρούς συντελεστές αιχμής (ακόμη και μικρότερους από 1) για μεγάλους πληθυσμούς.

Ανεξάρτητα από το ποια σχέση χρησιμοποιείται, ο συντελεστής  $P$  μεταβάλλεται από θέση σε θέση και μάλιστα μειώνεται όσο προχωρούμε προς τα κατάντη, καθώς αυξάνεται ο πληθυσμός που εξυπηρετείται από τον αγωγό. Για τον ίδιο λόγο στην περίπτωση συμβολής των αγωγών 1 και 2 στον αγωγό 3, ισχύει  $P_3 < P_1$ ,  $P_3 < P_2$  και κατά συνέπεια  $Q_{P3} < Q_{P1} + Q_{P2}$ . Αυτό δεν είναι υδραυλικό παράδοξο αφού δεν ερμηνεύεται ως μη ικανοποίηση της εξίσωσης συνέχειας, αλλά εξηγείται από το γεγονός ότι οι χρόνοι εμφάνισης των μέγιστων παροχών στους τρεις αγωγούς είναι διαφορετικοί.



**Σχήμα 2.1** Σύγκριση των συντελεστών αιχμής  $P' = \lambda_H P$ , όπως υπολογίζονται από διάφορες μεθόδους. Θεωρήθηκε ότι  $\lambda_H = 1.5$  και  $q_H = 200$  l/ημ/κατ.

Με τρόπο παρόμοιο με αυτό που ορίστηκαν οι μέγιστες παροχές, μπορεί να οριστεί η *ελάχιστη ημερήσια* και η *ελάχιστη ωριαία* παροχή. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, σε ορισμένες περιπτώσεις η εκτίμηση των ελάχιστων παροχών είναι απαραίτητη. Η μεθοδολογία εκτίμησής τους είναι πανομοιότυπη με αυτή των μέγιστων παροχών. Έτσι χρησι-

μποιούνται οι σχέσεις (2.2) και (2.3) ή (2.6) με συντελεστές  $\lambda_H$  και  $P$  ή  $P$  κατά παραδοχή ίσους με τα αντίστροφα των συντελεστών που χρησιμοποιούνται για τις μέγιστες τιμές

#### Απόδειξη της εξίσωσης (2.4)

Η στιγμιαία παροχή του δικτύου, με την παραδοχή της στιγμιαίας απόκρισης είναι ένα τυχαίο άθροισμα παροχών  $R_i$  των μεμονωμένων καταναλωτών:

$$Q = \sum_{i=1}^N R_i \quad (\alpha)$$

όπου το  $N$  είναι τυχαία μεταβλητή που εκφράζει τον αριθμό των καταναλωτών που στην τυχούσα χρονική στιγμή προκαλούν εισροή στο δίκτυο ακαθάρτων. Η  $N$  ακολουθεί διωνυμική κατανομή με παράμετρο  $\xi$  (= πιθανότητα να προκαλεί ένας καταναλωτής εισροή στο δίκτυο ακαθάρτων την τυχούσα στιγμή). Από τις γνωστές ιδιότητες της διωνυμικής κατανομής προκύπτει ότι η  $N$  θα έχει μέση τιμή

$$E[N] = N\xi \quad (\beta)$$

και διασπορά

$$\text{Var}[N] = N\xi(1-\xi) \quad (\gamma)$$

Θα δεχτούμε ότι η πιθανότητα  $\xi$  δεν είναι σταθερή στο χρόνο αλλά μεταβάλλεται με προσδιοριστικό (ντετερμινιστικό) τρόπο συναρτήσει του χρόνου. Έστω  $\xi_\mu$  η μέση πιθανότητα τη μέρα της μέγιστης ζήτησης και  $\xi_p$  η μέγιστη πιθανότητα την ίδια ημέρα.

Δεδομένου ότι οι υδρευτικοί κρουνοί και λοιπές συσκευές (καζανάκια κλπ.) λειτουργούν με μεταβλητή παροχή και το μέγεθος  $R_i$  θα είναι τυχαία μεταβλητή. Έστω  $E[R_i] = E[R]$  η ενιαία μέση τιμή των  $R_i$  και  $\text{Var}[R_i] = \text{Var}[R]$  η ενιαία διασπορά τους (που εκφράζει την ανομοιομορφία των τύπων και της λειτουργίας των διάφορων κρουνοών).

Τα στατιστικά χαρακτηριστικά του τυχαίου αθροίσματος  $Q$  είναι (Papoulis, 1965, σελ. 248):

$$E[Q] = E[N]E[R] \quad (\delta)$$

$$E[Q^2] = E[N^2]E[R^2] + E[N]\text{Var}[R] \quad (\epsilon)$$

Από τις (δ) και (ε) προκύπτει

$$\begin{aligned} \text{Var}[Q] = E[Q^2] - E^2[Q] &= (\text{Var}[N] + E^2[N])E^2[R] \\ &+ E[N]\text{Var}[R] - E^2[N]E^2[R] \end{aligned}$$

και τελικά

$$\text{Var}[Q] = \text{Var}[N]E^2[R] + E[N]\text{Var}[R] \quad (\zeta)$$

Από τις (β) και (δ) προκύπτει ότι η μέγιστη ημερήσια παροχή είναι

$$Q_H = E[Q|\xi_\mu] = \Pi\xi_\mu E[R] \quad (\eta)$$

Αντίστοιχα η μέση τιμή της παροχής την ώρα της αιχμής είναι

$$E[Q_P] = E[Q|\xi_P] = \Pi\xi_P E[R] \quad (\theta)$$

ενώ η διασπορά της προκύπτει με εφαρμογή των (β), (γ) και (ζ) και είναι

$$\text{Var}[Q_P] = \text{Var}[Q|\xi_P] = \Pi\xi_P(1 - \xi_P)E^2[R] + \Pi\xi_P \text{Var}[R] \quad (\iota)$$

Αν, λόγω του μεγάλου πληθυσμού,  $\Pi$ , δεχτούμε ότι η  $Q_P$  ακολουθεί κατανομή Gauss, τότε για δεδομένη πιθανότητα μη υπέρβασης,  $a$ , (δηλαδή για δεδομένη τιμή της συνάρτησης κατανομής), η  $Q_P$  θα δίνεται από τη σχέση

$$Q_P = E[Q_P] + \sqrt{\text{Var}[Q_P]}w_a \quad (\kappa)$$

όπου  $w_a$  η τιμή της τυποποιημένης μεταβλητής Gauss για πιθανότητα μη υπέρβασης  $a$ . Η τελευταία σχέση με βάση τις (θ) και (ι) γίνεται

$$Q_P = \Pi\xi_P E[R] + \sqrt{\Pi\xi_P(1 - \xi_P)E^2[R] + \Pi\xi_P \text{Var}[R]}w_a \quad (\lambda)$$

Διαιρώνοντας κατά μέλη τις (λ) και (η), και με δεδομένο ότι  $Q_P / Q_H = P$ , παίρνουμε μετά από πράξεις την εξίσωση (2.4).

**Εφαρμογή 2.7**

Σε οικισμό 10 000 κατοίκων ζητείται η εκτίμηση της παροχής αιχμής ακαθάρτων του κεντρικού συλλεκτήρα καθώς και ενός δευτερεύοντα αγωγού που εξυπηρετεί 500 κατοίκους. Να εφαρμοστούν οι μέθοδοι:

- (α) των ελληνικών προδιαγραφών (σχέση 2.10)
- (β) Metcalf & Eddy (σχέση 2.11)
- (γ) η αναλυτική πιθανοτική μέθοδος (σχέση 2.5), και
- (δ) των αμερικανικών προτύπων (σχέσεις 2.7 έως 2.9).

Δίνεται η μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο  $q_E = 200$  l/ημ/κατ, ο συντελεστής ημερήσιας αιχμής  $\lambda_H = 1.5$  και το ποσοστό της υδατικής κατανάλωσης που μπαίνει στο δίκτυο ακαθάρτων  $\rho = 80\%$ .

**Λύση:** Η μέση ημερήσια παροχή ακαθάρτων ανά κάτοικο είναι  $q_E = 0.8 * 200 = 160$  l/ημ/κατ, και η μέγιστη ημερήσια  $q_H = 1.5 * 160 = 240$  l/ημ/κατ.

Για το σύνολο της πόλης έχουμε  $Q_E = 160 * 10\ 000 / (24 * 3600) = 18.5$  l/s και  $Q_H = 240 * 10\ 000 / (24 * 3600) = 27.8$  l/s. Αντίστοιχα για το δευτερεύοντα κλάδο είναι  $Q_E = 160 * 500 / (24 * 3600) = 0.93$  l/s,  $Q_H = 240 * 500 / (24 * 3600) = 1.39$  l/s.

(α) Σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές

Για το σύνολο της πόλης ο συντελεστής αιχμής είναι  $P = 1.5 + 2.5 / (27.8)^{1/2} = 1.97$ , και κατά συνέπεια  $Q_P = 1.97 * 27.8 = 54.8$  l/s.

Για το δευτερεύοντα κλάδο είναι  $P = 1.5 + 2.5 / 1.39^{1/2} = 3.62 > 3.00$ , άρα θεωρούμε  $P = 3.00$ , και  $Q_P = 3.00 * 1.39 = 4.17$  l/s

(β) Σύμφωνα με τη σχέση Metcalf & Eddy

Για τον κεντρικό συλλεκτήρα έχουμε  $Q_E = 18.5$  l/s και από τη (2.11) προκύπτει  $P = 3.7 / 18.5^{0.073} = 2.99$ . Κατά συνέπεια (σχέση 2.6)  $Q_P = 2.99 * 18.5 = 55.5$  l/s.

Για το δευτερεύοντα κλάδο έχουμε  $Q_E = 0.93$  l/s,  $P = 3.7 / 0.93^{0.073} = 3.72$ . Κατά συνέπεια  $Q_P = 3.72 * 0.93 = 3.46$  l/s.

(γ) Σύμφωνα με την αναλυτική πιθανοτική μέθοδο

Για το σύνολο της πόλης έχουμε  $(\Pi/1000) = 10$ , άρα (σχέση 2.5)  $P = 1.5 * [1 + 1.1/10^{1/2}] = 2.02$  και κατά συνέπεια  $Q_P = 2.02 * 27.8 = 56.2$  l/s.

Για το δευτερεύοντα κλάδο είναι  $(\Pi/1000) = 0.5$ ,  $P = 1.5 * (1 + 1.1 / 0.5^{1/2}) = 3.83$  και  $Q_p = 3.83 * 1.39 = 5.33$  l/s

(δ) Σύμφωνα με τα Αμερικανικά πρότυπα

Για τον κύριο συλλεκτήρα, ο συντελεστής αιχμής, για πληθυσμό  $\Pi/1000 = 10$ , είναι (1) σύμφωνα με τη σχέση Babbitt  $P'_1 = 5/10^{1/5} = 3.16$ , (2) σύμφωνα με τη σχέση Giffit  $P'_2 = 5/10^{1/6} = 3.41$ , και (3) σύμφωνα με τη σχέση Harmon  $P'_3 = 1 + 14 / (4 + 10^{1/2}) = 2.96$ . Οι παραπάνω συντελεστές αναφέρονται στην μέση και όχι στην μέγιστη ημερήσια παροχή και κατά συνέπεια έχουμε  $Q_{P1} = 3.16 * 18.5 = 58.5$  l/s,  $Q_{P2} = 3.41 * 18.5 = 63.1$  l/s, και  $Q_{P3} = 2.96 * 18.5 = 54.8$  l/s.

Αντίστοιχα, για το δευτερεύοντα κλάδο, με πληθυσμό  $\Pi/1000 = 0.5$ , και για μέση ημερήσια παροχή 0.93 l/s έχουμε (με την επιφύλαξη ότι οι τύποι των συντελεστών αιχμής αναφέρονται σε πληθυσμό άνω των 1000 κατοίκων): (1)  $P'_1 = 5/0.5^{1/5} = 5.74$ ,  $Q_{P1} = 5.34$  l/s, (2)  $P'_2 = 5/0.5^{1/6} = 5.61$ ,  $Q_{P2} = 5.22$  l/s, (3)  $P'_3 = 1 + 14 / (4 + 0.5^{1/2}) = 3.97$ ,  $Q_{P3} = 3.70$  l/s.

Συνοπτικά τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών είναι τα ακόλουθα:

Μέθοδος υπολογισμού	Παροχή αιχμής ακαθάρτων (l/s)	
	κεντρικού συλλεκτήρα	δευτερεύοντα αγωγού
Ελληνικές προδιαγραφές	54.8	4.17
Metcalf & Eddy	55.5	3.46
Αναλυτική πιθανοτική μέθοδος	56.2	5.33
Babbitt	58.5	5.34
Giffit	63.1	5.61
Harmon	54.8	3.70

## 2.8 Πρόσθετες εισροές

Οι παροχές των αγωγών ακαθάρτων αυξάνονται εξαιτίας των παρασιτικών εισροών υπόγειου νερού και ομβρίων.

Τα υπόγεια νερά εισέρχονται στο δίκτυο μέσω των αρμών και των κατασκευαστικών ατελειών των σωληνώσεων και των φρεατίων (διηθήσεις) ή ακόμη οδηγούνται σε αυτό από στραγγιστικούς αγωγούς θεμελιώσεων κτιρίων. Το μεγαλύτερο ποσοστό των διηθήσεων οφεί-

λεται σε κακής κατασκευής ιδιωτικούς αγωγούς αποχέτευσης και στις άτεχνες συνδέσεις τους με τους αγωγούς του δικτύου. Ο περιορισμός των διηθήσεων αυτών είναι πρακτικά και οικονομικά ασύμφορος.

Στα χωριστικό σύστημα αποχέτευσης τα όμβρια κανονικά δεν πρέπει να αποχετεύονται στο δίκτυο ακαθάρτων. Συχνά όμως, σημαντικές ποσότητες από αυτά, προερχόμενα από αυλές ή οροφές σπιτιών, εισέρχονται στο δίκτυο μέσω παράνομων συνδέσεων. Μικρότερες είναι οι ποσότητες που μπαίνουν από τα καλύμματα φρεατίων χωρίς καλή εφαρμογή.

Οι διηθήσεις υπόγειων νερών εξαρτώνται από (1) τη στάθμη του υπόγειου ορίζοντα σε σχέση με το βάθος των αγωγών (2) το υλικό των αγωγών καθώς και την ποιότητα κατασκευής τους (επηρεάζουν τη συχνότητα και στεγανότητα των αρμών του δικτύου και των ιδιωτικών συνδέσεων), και (3) τη διαπερατότητα του εδάφους. Οι εισροές ομβρίων εξαρτώνται από την αποτελεσματικότητα της επιτήρησης του δικτύου.

Τυπικές τιμές διηθήσεων που χρησιμοποιούνται διεθνώς για την εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού είναι (Fair κ.α., 1954):

1. Με αναγωγή στη μονάδα επιφάνειας: 2.5 έως 50  $m^3/ημ/ha$  (0.03 - 0.58 l/s/ha).
2. Με αναγωγή στη μονάδα μήκους του δικτύου: 5 έως 200  $m^3/ημ/km$  (0.06 έως 2.30 l/s/ha).
3. Με αναγωγή στη μονάδα μήκους και τη μονάδα διαμέτρου του αγωγού: 0.5 μέχρι 5.0  $m^3/ημ/km/cm$  (0.006 μέχρι 0.058 l/s/km/cm).
4. Με ενιαία ποσοστιαία έκφραση επί της παροχής ακαθάρτων: 15% έως 100% (π.χ. στη Γερμανία οι παροχές ακαθάρτων προσ αυξάνονται κατά 100%, βλ. Martz, 1970).

Γενικά οι μικρότερες τιμές χρησιμοποιούνται για σύγχρονα δίκτυα καλής κατασκευής που βρίσκονται πάνω από τον υπόγειο ορίζοντα, ενώ οι πιο μεγάλες για παλιά δίκτυα με αγωγούς κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα. Οι παραπάνω τιμές μπορούν να προσ αυξηθούν κατά την κρίση του μελετητή για να συνυπολογιστούν και οι εισροές ομβρίων.

Ας σημειωθεί ότι η ετήσια περιοδική διακύμανση της διαίτας του υπόγειου ορίζοντα και των βροχοπτώσεων προκαλεί ανάλογη διακύμανση και στην ποσότητα των εισροών. Έτσι, το καλοκαίρι οι παρασιτικές εισροές είναι μικρότερες. Παρατηρούμε λοιπόν ότι δεν συμπίπτουν οι χρόνοι εμφάνισης των αιχμών της παροχής ακαθάρτων και της παροχής παρασιτικών εισροών, πράγμα που είναι ευνοϊκό για την ασφάλεια των αποχετευτικών έργων.

Επειδή οι πρόσθετες εισροές δεν πραγματοποιούνται με τον ίδιο ρυθμό σε όλο το δίκτυο ταυτοχρόνως και παράλληλα οι τιμές που υιοθετούνται αναφέρονται στο μέγιστο παρά στο μέσο ρυθμό εισροής, είναι λογικό να μειώνονται οι ειδικές εισροές (παροχή ανά μονάδα έκτασης ή ανά μονάδα μήκους) όσο προχωρούμε προς τα κατάντη (όπως συμβαίνει άλλωστε και με τις παροχές αιχμής των ακαθάρτων). Με αυτή τη λογική η Metcalf & Eddy (1981) έχει καταρτίσει νομογράφημα που δίνει τις ειδικές διηθήσεις ( $l/s/ha$ ) ως συνάρτηση της έκτασης. Το νομογράφημα αυτό μπορεί να εκφραστεί από τις ακόλουθες εξισώσεις:

- Για νέα δίκτυα με στεγανά φρεάτια και ελαστικούς δακτυλίους στεγανοποίησης των αρμών

$$q_i = 0.5 / A^{0.3} \leq 0.16 l/s/ha \quad (2.12)$$

- Για παλιά δίκτυα με υψηλό υπόγειο ορίζοντα

$$q_i = 1 / A^{0.25} \quad (2.13)$$

όπου  $q_i$  η ειδική παροχή διηθήσεων (χωρίς τις πρόσθετες εισροές ομβρίων) σε  $l/s/ha$  και  $A$  η έκταση της επιφάνειας που αποχετεύεται σε  $ha$ . Οι σχέσεις (2.12) και (2.13) αναφέρονται στις μέγιστες παροχές διηθήσεων (αιχμής) ενώ για τις μέσες ετήσιες διηθήσεις η Metcalf & Eddy (1981) δίνει ιδιαίτερο νομογράφημα, το οποίο μπορεί να περιγραφεί επίσης από τη σχέση (2.12) με διαίρεση του  $q_i$  με συντελεστή (αιχμής) 1.6.

Στην Ελλάδα έχουν γίνει περιορισμένες μετρήσεις των πρόσθετων εισροών των δικτύων. Αναφέρονται οι ακόλουθες τιμές που βρέθη-

καν για την ευρύτερη περιοχή της πρωτεύουσας (βλ. Λιακόπουλος, 1985):

- Περιστερί - Αιγάλεω  $166 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{km}$
- Πειραιάς  $216 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{km}$
- Νέα Ιωνία - Ηράκλειο  $176 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{km}$
- Μέση τιμή  $175 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{km}$

Συγκρίνοντας τις παραπάνω τιμές με αυτές της διεθνούς βιβλιογραφίας παρατηρούμε ότι είναι πολύ υψηλές, κοντά στα ανώτατα όρια. Καθοδηγητικές τιμές για το σχεδιασμό έργων έχει δώσει μόνο η ΕΥΔΑΠ (1985) για την περιοχή της Αθήνας. Οι τιμές αυτές αναφέρονται στο σύνολο των πρόσθετων εισροών και είναι

- Για περιοχές υψηλού υδροφόρου ορίζοντα:  $0.30 \text{ l/s/ha}$  ( $25.9 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{ha}$ )
- Για περιοχές χαμηλού υδροφόρου ορίζοντα:  $0.25 \text{ l/s/ha}$  ( $21.6 \text{ m}^3/\eta\mu/\text{ha}$ )

Για την περίπτωση που οι πρόσθετες εισροές εκτιμώνται ως ποσοστό της παροχής αιχμής ακαθάρτων η ΕΥΔΑΠ (1985) δίνει τις τιμές 30% για περιοχές υψηλού υδροφόρου ορίζοντα και 20% για περιοχές χαμηλού υδροφόρου ορίζοντα.

## 2.9 Ανακεφαλαίωση - Παροχές σχεδιασμού

Η εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού των αγωγών ακαθάρτων περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

1. Καθορίζεται η περίοδος σχεδιασμού, για την οποία θα πρέπει να επαρκούν οι αγωγοί. Συνήθης τιμή για το δίκτυο είναι 40 χρόνια.
2. Γίνεται πρόβλεψη του πληθυσμού στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού.
3. Γίνεται διαχωρισμός της περιοχής μελέτης σε ζώνες και τομείς, ανάλογα με τις δραστηριότητες και εκτιμάται η κατανομή του πληθυσμού στους διάφορους τομείς.

4. Προσδιορίζεται η μέση ημερήσια οικιακή κατανάλωση νερού ανά κάτοικο, και οι αντίστοιχες καταναλώσεις για βιομηχανική και δημόσια και δημοτική χρήση.
5. Εκτιμάται το ποσοστό της κατανάλωσης που εισέρχεται στο δίκτυο ακαθάρτων. Συνήθης τιμή σχεδιασμού 80%.
6. Υπολογίζεται η μέγιστη ημερήσια και η μέγιστη στιγμιαία παροχή ακαθάρτων. Χρησιμοποιούνται οι σχέσεις (2.2) και (2.3).
7. Εκτιμώνται οι πρόσθετες εισροές, δηλαδή ποσότητες υπόγειου νερού που διηθούνται στο δίκτυο και επιφανειακής απορροής ομβρίων που εισρέουν σε αυτό.
8. Το άθροισμα της μέγιστης στιγμιαίας παροχής ακαθάρτων και της παροχής πρόσθετων εισροών δίνει την παροχή σχεδιασμού των αγωγών.

Σημειώνεται ότι οι σχετικοί υπολογισμοί είναι απλούστατοι, ενώ η δυσκολία βρίσκεται στην υιοθέτηση σωστών παραδοχών, που να ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα. Στην εφαρμογή που ακολουθεί δίνεται η πορεία των υπολογισμών.

### **Εφαρμογή 2.9**

Σε αγροτική κωμόπολη με έκταση 46 εκταρίων και πληθυσμό 2 235 κατοίκων, βασισμένο στην τελευταία απογραφή που έγινε πριν 8 χρόνια, ζητείται η εκτίμηση της παροχής σχεδιασμού του κύριου συλλεκτήρα ακαθάρτων (Κ.Σ.Α).

**Παραδοχές:** Η διατύπωση των παραδοχών απαιτεί σοβαρή μελέτη των επιτόπιων συνθηκών. Εδώ όμως για την εφαρμογή θα υιοθετήσουμε αυθαίρετες παραδοχές. Έτσι έχουμε

1. Περίοδος σχεδιασμού: 40 χρόνια.
2. Αύξηση πληθυσμού με σταθερό ποσοστό 1.5% ετησίως.
3. Έκταση της κωμόπολης στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού αυξημένη κατά 80% (σύμφωνα με το ρυθμιστικό σχέδιο). Ο χωρισμός σε ζώνες δεν είναι απαραίτητος, δεδομένου ότι μας ενδιαφέρει μόνο η παροχή του κύριου συλλεκτήρα, που μεταφέρει τα ακάθαρτα της συνολικής έκτασης.
4. Μέση ημερήσια οικιακή κατανάλωση νερού στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού 200 l/ημ/κατ. Ισοδύναμη κατανάλωση αγροτι-

κών βιοτεχνιών ή βιομηχανιών 10 l/ημ/κατ. Κοινοτική κατανάλωση 25 l/ημ/κατ.

5. Ποσοστό υδατικής κατανάλωσης που μπαίνει στο δίκτυο ακαθάρτων  $\rho = 80\%$ .
6. Συντελεστής ημερήσιας αιχμής  $\lambda_H = 1.5$ .
7. Ο υπόγειος ορίζοντας βρίσκεται σε μεγάλο βάθος και το δίκτυο είναι εξ ολοκλήρου σύγχρονο. Υιοθετούμε τη σχέση (2.12) για την εκτίμηση των πρόσθετων διηθήσεων με προσαύξηση 40% για το συνυπολογισμό των εισροών ομβρίων.

#### Υπολογισμοί:

1. Σημερινός πληθυσμός (με τον τύπο του ανατοκισμού):  $\Pi_0 = 2235 * (1 + 0.015)^8 = 2518 \approx 2500$  κάτοικοι.
2. Πληθυσμός στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού:  $\Pi = 2235 * (1 + 0.015)^{48} = 4567 \approx 4600$  κάτοικοι.
3. Έκταση της κωμόπολης στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού:  $A = 1.80 * 46 = 83$  ha.
4. Συνολική μέση ημερήσια κατανάλωση νερού ανά κάτοικο:  $q'_E = 200 + 10 + 25 = 235$  l/ημ/κατ.
5. Μέση ημερήσια παροχή ακαθάρτων ανά κάτοικο:  $q_E = 0.80 * 235 = 188$  l/ημ/κατ.
6. Μέση ημερήσια παροχή ακαθάρτων Κ.Σ.Α.:  $Q_E = 188 * 4600 / 86400 = 10.0$  l/s.
7. Μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων Κ.Σ.Α.:  $Q_H = 1.5 * 10.0 = 15.0$  l/s.
8. Συντελεστής στιγμιαίας αιχμής Κ.Σ.Α.:  $P = 1.5 + 2.5 / 15.0^{1/2} = 2.15$
9. Μέγιστη στιγμιαία παροχή ακαθάρτων Κ.Σ.Α.:  $Q_P = 2.15 * 15.0 = 32.3$  l/s.
10. Πρόσθετες εισροές: Από τη σχέση (2.12), με 40% προσαύξηση, για  $A = 83$  ha προκύπτει  $q_i = 1.4 * 0.5 / 83^{0.3} = 0.19$  l/s/ha (μικρότερη από την τιμή 0.25 των οδηγιών της ΕΥΔΑΠ), άρα  $Q_i = 0.19 * 83 = 15.8$  l/s, ήτοι ποσοστό 49% της παροχής αιχμής ακαθάρτων.
11. Παροχή σχεδιασμού:  $Q_\Sigma = 32.3 + 15.8 = 48.1$  l/s



---

---

## Κεφάλαιο 3 Εκτίμηση παροχών ομβρίων

---

---

### 3.1 Γενικά

Το δίκτυο ομβρίων παροχετεύει το τμήμα εκείνο της ποσότητας των βροχοπτώσεων που απορρέει επιφανειακά, κατά τη διάρκεια μιας καταιγίδας και λίγο μετά από αυτή. Η απορροή των ομβρίων είναι ένα μέγεθος υδρολογικό, και κατά συνέπεια ο ποσοτικός προσδιορισμός του είναι αντικείμενο της Τεχνικής Υδρολογίας.

Όπως τα περισσότερα υδρολογικά μεγέθη, η παροχή των ομβρίων,  $Q$ , έχει ένα έντονα τυχαίο χαρακτήρα και κατά συνέπεια η ποσοτική περιγραφή του μπορεί να γίνει στη βάση της θεωρίας πιθανοτήτων. Απαιτείται λοιπόν να προσδιοριστεί η συνάρτηση  $Q(T)$ , όπου  $T = 1/F_1 = 1/(1-F)$  είναι η περίοδος επαναφοράς,  $F_1$  η πιθανότητα υπέρβασης και  $F$  η συνάρτηση κατανομής της  $Q$ . Ο καθορισμός της παροχής σχεδιασμού προϋποθέτει την επιλογή μιας αποδεκτής πιθανότητας υπέρβασης (αστοχίας),  $F_p$ , ή της αντίστοιχης περιόδου επαναφοράς,  $T$ .

Βεβαίως η κατάρτιση της σχέσης  $Q(T)$  απαιτεί ένα επαρκές στατιστικό δείγμα της μεταβλητής,  $Q$ , το οποίο όμως δεν είναι δυνατόν να υπάρχει, αφού προφανώς η παροχή σχεδιασμού ενός αγωγού πρέπει να εκτιμηθεί πριν από την κατασκευή του. Επιστημαίνεται ότι η κατασκευή δικτύου ομβρίων επιταχύνει την απορροή και κατά συνέπεια τροποποιεί τη διαίτα της τελευταίας, ακόμη και στα υδατορεύματα τα οποία ενδεχομένως αποτελούν συλλεκτήρες ή αποδέκτες των ομβρίων της περιοχής. Έτσι, ακόμα και αν υπάρχουν μετρήσεις παροχής στα

υδατορεύματα αυτά, αυτές δεν μπορούν να αποτελέσουν ασφαλή βάση για την εκτίμηση της παροχής σχεδιασμού τους, εφόσον στην περιοχή μελετάται η κατασκευή δικτύου ομβρίων.

Αναγκαστικά λοιπόν η υδρολογική πληροφορία που μπορεί να αποτελέσει τη βάση για την εκτίμηση των παροχών ομβρίων, είναι η βροχομετρική. Πιο συγκεκριμένα, επειδή οι συνθήκες κρίσιμοι χρόνοι βροχής είναι της τάξης λίγων λεπτών, ενώ σπάνια υπερβαίνουν τη μία ώρα, είναι απαραίτητη η γνώση των εντάσεων βροχής πολύ μικρής διάρκειας, η οποία μπορεί να αποκτηθεί μόνο από δεδομένα βροχογράφων.

### 3.2 Περίοδος επαναφοράς

Ο βαθμός προστασίας που παρέχει ένα δίκτυο αποχέτευσης περιγράφεται από την περίοδο επαναφοράς του επεισοδίου βροχής που μπορεί το δίκτυο να παροχετεύσει χωρίς προβλήματα. Όσο μεγαλύτερη είναι η περίοδος επαναφοράς για την οποία έχει σχεδιαστεί το δίκτυο, τόσο μεγαλύτερη είναι η προστασία που αυτό παρέχει. Για παράδειγμα ένα δίκτυο που έχει σχεδιαστεί με περίοδο επαναφοράς  $T = 5$  αστοχεί κατά μέσο όρο μια φορά ανά 5 χρόνια, ενώ αν σχεδιαστεί με  $T = 10$  αστοχεί κατά μέσο όρο μια φορά στα 10 χρόνια. Επισημαίνεται ότι η αστοχία του δικτύου σημαίνει ανεπαρκή αποχέτευση του συνόλου της απορροής, και όχι καταστροφή του δικτύου.

Είναι προφανές ότι η αύξηση της περιόδου επαναφοράς σχεδιασμού συνεπάγεται αύξηση του κόστους του δικτύου, με παράλληλη μείωση των καταστροφών που προκαλούνται σε περίπτωση αστοχίας, καθώς και της συχνότητας των καταστροφών αυτών. Έτσι, η επιλογή της εφαρμοστέας περιόδου επαναφοράς στην ουσία είναι ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης του αθροίσματος του κόστους κατασκευής και του κόστους επανόρθωσης των ζημιών. Στην πράξη όμως είναι αρκετά δύσκολη η εκτίμησή του κόστους των ζημιών, και για το λόγο αυτό συνήθως υιοθετούνται κάποιες τυπικές τιμές που είναι προϊόντα μακροχρόνιας εμπειρίας των μελετητών. Οι τυπικές αυτές τιμές της περιόδου επαναφοράς είναι:

1. Για αγωγούς σε οικιστικές περιοχές 2 έως 15 χρόνια, με πιο συχνή τιμή 5 χρόνια.
2. Για αγωγούς σε εμπορικές περιοχές και κεντρικούς συλλεκτήρες 10 έως 50 χρόνια.
3. Για αντιπλημμυρικά έργα και διευθετήσεις υδατορευμάτων 50 χρόνια ή περισσότερο.

Ορισμένοι άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της περιόδου επαναφοράς μπορούν να κωδικοποιηθούν στα ακόλουθα:

- α. Σε υφιστάμενους αγωγούς που ελέγχεται η επάρκεια τους χρησιμοποιούνται μικρές τιμές της περιόδου επαναφοράς π.χ. 2 χρόνια.
- β. Σε μελλοντικούς αγωγούς, όταν κρίνεται ότι δεν θα είναι εύκολη η ενίσχυσή τους, χρησιμοποιούνται μεγαλύτερες τιμές της περιόδου επαναφοράς.
- γ. Σε κεντρικούς συλλεκτήρες υπάρχει η τάση να υιοθετούνται μεγαλύτερες περιοδοί επαναφοράς από τις αντίστοιχες των δευτερευόντων αγωγών. Για παράδειγμα σε μια περιοχή όπου υιοθετείται γενικά για το δίκτυο η τιμή  $T=5$ , για τους συλλεκτήρες μπορεί να υιοθετηθεί η τιμή  $T=10$ .
- δ. Σε παντοροϊκά δίκτυα αποχέτευσης χρησιμοποιούνται μεγαλύτερες περιοδοί επαναφοράς, παρά σε χωριστικά, δεδομένου ότι οι καταστροφές που θα προκληθούν σε περίπτωση αστοχίας των πρώτων είναι σαφώς μεγαλύτερες (π.χ. πλημμυρίσματα υπογείων).
- ε. Σε αγωγούς που τοποθετούνται κάτω από κύριες οδικές αρτηρίες και κόμβους υιοθετούνται μεγαλύτερες τιμές της περιόδου επαναφοράς. Ιδιαίτερα όταν οι αρτηρίες ή οι κόμβοι τοποθετούνται σε όρυγμα, οπότε δημιουργούνται αυξημένοι κίνδυνοι για αυτούς που τις χρησιμοποιούν, υιοθετούνται περιοδοί επαναφοράς αρκετά μεγαλύτερες από τα παραπάνω όρια, ανάλογα με το βαθμό του κινδύνου.

στ. Σε βασικά αντιπλημμυρικά έργα, όπως στη διευθέτηση υδατορευμάτων μέσα στην περιοχή μελέτης, των οποίων η αστοχία θα μπορούσε να προκαλέσει απώλεια ανθρώπινων ζωών, θα πρέπει να υιοθετούνται πολύ αυξημένες τιμές της περιόδου επαναφοράς, π.χ.  $T = 1\ 000$  έως  $10\ 000$ . Σε ακραίες περιπτώσεις όπου η αστοχία θα οδηγούσε σε μείζονες καταστροφές με μαζική απώλεια ζωών συνήθως εγκαταλείπεται η πιθανοτική προσέγγιση και ακολουθείται η μέθοδος της πιθανής μέγιστης κατακρήμνισης και πλημμύρας. Σημειώνεται πάντως ότι, σύμφωνα με τις νεότερες επιστημονικές μελέτες, η πιθανή μέγιστη κατακρήμνιση δεν είναι ένα απόλυτα μέγιστο φυσικό όριο (δεν υπάρχει τέτοιο), αλλά αντιστοιχεί και αυτή σε μια πιθανότητα υπέρβασης, της τάξης του 1:10 000 - 1:100 000.

Είναι αυτονόητο ότι η περίοδος επαναφοράς είναι διαφορετική από την περίοδο σχεδιασμού των έργων. Η τελευταία μπορεί να θεωρείται όση και στα δίκτυα ακαθάρτων, δηλαδή 40-50 χρόνια.

### 3.3 Μέθοδοι εκτίμησης παροχών ομβρίων

Παλιότερα οι μηχανικοί, για την εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού των αγωγών ομβρίων, χρησιμοποιούσαν εμπειρικούς τύπους βασισμένους σε συσχετισμούς της παροχής με μια σειρά από παραμέτρους που είχαν επίδραση σε αυτή. Αυτή η προσέγγιση έχει σήμερα εγκαταλειφτεί, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιείται η *ορθολογική μέθοδος* η οποία εξετάζει χωριστά την επίδραση (α) της επιφάνειας που αποχετεύεται, η οποία προκύπτει από χάρτες, (β) της έντασης βροχής, που προκύπτει μετά από στατιστική ανάλυση βροχογραφικών δεδομένων στην περιοχή μελέτης, και κατάρτιση ομβρίων καμπυλών και (γ) μιας σειράς άλλων τοπογραφικών φυσιογραφικών και πολεοδομικών μεγεθών, που περιγράφονται από μια μοναδική παράμετρο, το συντελεστή απορροής. Η ορθολογική μέθοδος περιγράφεται αναλυτικά στην επόμενη ενότητα.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η ορθολογική μέθοδος είναι κατάλληλη μόνο για την εκτίμηση της μέγιστης παροχής, που αναμένεται να πραγματοποιηθεί κάτω από πολύ συγκεκριμένες συνθήκες βροχόπτωσης.

σης, τις συνθήκες σχεδιασμού. Προφανώς, για κάθε άλλη περίπτωση, όπως π.χ. για την παρακολούθηση της χρονικής εξέλιξης της παροχής ομβρίων, η μέθοδος είναι ακατάλληλη. Το κενό αυτό καλύπτουν άλλες πιο σύγχρονες μέθοδοι, κατάλληλες όχι μόνο για την εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού, αλλά και για την προσομοίωση της λειτουργίας ενός δικτύου ομβρίων κάτω από οποιοσδήποτε συνθήκες βροχόπτωσης. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφουν αναλυτικά τη διεργασία μετατροπής της βροχόπτωσης σε απορροή, παίρνοντας υπόψη όλες τις φυσικές μεταβλητές που συνδέονται με αυτή (κατακράτηση, διήθηση κ.λπ.) καθώς και τα φαινόμενα διόδευσης που παρατηρούνται είτε κατά τη διαδρομή της ροής στους αγωγούς είτε κατά τη διέλευση μέσω δεξαμενών ανάσχεσης. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφονται στο κεφάλαιο 5.

### 3.4 Η ορθολογική μέθοδος

#### 3.4.1 Γενικά

Η ορθολογική μέθοδος που έχει εισαχθεί το 1850, μετασχηματίζει τη βροχή σε απορροή με την απλή σχέση

$$Q = CiA \quad (3.1)$$

όπου  $Q$  η παροχή αιχμής της πλημμύρας,  $C$  ο αδιάστατος συντελεστής απορροής,  $i$  η μέση ένταση βροχής και  $A$  η έκταση της λεκάνης απορροής ή της επιφάνειας που αποχετεύεται. Η εξίσωση (3.1) είναι διαστατικά ομογενής. Στην εφαρμογή της, όμως, πρέπει να δίνεται προσοχή στην κατάλληλη μετατροπή των μονάδων (π.χ. η ένταση βροχής που συνήθως εκφράζεται σε mm/h πρέπει να μετατρέπεται σε m/sec).

Προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος για την εκτίμηση παροχών σχεδιασμού γίνονται οι εξής υποθέσεις:

1. Η περίοδος επαναφοράς της παροχής είναι ίση με την περίοδο επαναφοράς της βροχής.
2. Η διάρκεια της κρίσιμης βροχής θεωρείται ίση με το χρόνο συγκέντρωσης της λεκάνης (βλ. και εδάφιο 3.4.4).

Συνήθως η ένταση βροχής υπολογίζεται από σημειακές όμβριες καμπύλες (βλ. εδάφιο 3.4.3). Στην περίπτωση που η έκταση της λεκάνης είναι αρκετά μεγάλη, η σημειακή ένταση βροχής είναι αισθητά μεγαλύτερη από τη μέση επιφανειακή ένταση στη λεκάνη και κατά συνέπεια η σχέση (3.1) δίνει υπερεκτιμημένη τιμή της παροχής. Η μέθοδος μπορεί εύκολα να προσαρμοστεί και για αυτή την περίπτωση, με την αντικατάσταση στη σχέση (3.1) της σημειακής έντασης βροχής  $i$  από την επιφανειακή ένταση  $i_m$ . Εφόσον δεν υπάρχουν στοιχεία για τον άμεσο προσδιορισμό της επιφανειακής έντασης (π.χ. επιφανειακές όμβριες καμπύλες), αυτή υπολογίζεται με την εφαρμογή του λεγόμενου *συντελεστή επιφανειακής αναγωγής* ή *συντελεστή ομοιομόρφισης*  $\mu = i_m/i$ . Ο συντελεστής αυτός είναι μικρότερος από 1 και εξαρτάται από την έκταση της λεκάνης απορροής και τη διάρκεια της βροχής. Διαγράμματα από τη διεθνή εμπειρία για την εκτίμηση του συντελεστή δίνονται από τον Ξανθόπουλο (1990, σελ. 3.48). Σημειώνεται πάντως ότι οι αστικές λεκάνες απορροής των τυπικών αγωγών αποχέτευσης έχουν μικρά εμβαδά, και έτσι εν γένει αγνοείται η επίδραση της επιφανειακής ανομοιομορφίας της βροχόπτωσης.

### 3.4.2 Έκταση λεκάνης απορροής

Σε κάθε εξεταζόμενη διατομή ενός αγωγού ομβρίων αντιστοιχεί μια συγκεκριμένη επιφάνεια της οποίας τα όμβρια διέρχονται από τη διατομή αυτή. Η επιφάνεια αυτή μπορεί να προσδιοριστεί και στη συνέχεια να εμβαδομετρηθεί σε μια κατάλληλη οριζοντιογραφία της περιοχής μελέτης. Το εμβαδό αυτής της επιφάνειας είναι το μόνο στοιχείο της ορθολογικής μεθόδου που μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια.

Σε μια μη αστική περιοχή ο προσδιορισμός του ορίου της εδαφικής επιφάνειας (του λεγόμενου *υδροκρίτη*) που συμβάλλει σε μια συγκεκριμένη διατομή υδατορεύματος βασίζεται αποκλειστικά στην τοπογραφία της περιοχής και η χάραξη του γίνεται με βάση τις ισούψεις καμπύλες. Σε μια αστική περιοχή για τη χάραξη του υδροκρίτη ενός αγωγού ομβρίων λαμβάνεται ακόμα υπόψη και το ρυμοτομικό σχέδιο. Έτσι, χαράσσονται κατ' αρχήν οι διχοτόμοι των γωνιών των οικοδομικών τετραγώνων, που αποτελούν υδροκριτικές γραμμές, εφόσον ισχύει η αρχή ότι τα όμβρια που προέρχονται από κάθε εσωτερικό σημείο ενός οικοδομικού τετραγώνου αποχετεύονται προς την πλησιέ-

στερη στο σημείο οδού (ρείθρο ή αγωγό ομβρίων της οδού). Για την τελική χάραξη των υδροκριτών λαμβάνονται υπόψη και οι κλίσεις των οδών και οι θέσεις των φρεατίων υδροσυλλογής.

### 3.4.3 Όμβριες καμπύλες

Με τον όρο *όμβριες καμπύλες* χαρακτηρίζονται οι καμπύλες έντασης - διάρκειας - περιόδου επαναφοράς των καταιγίδων. Η κατάρτιση των καμπυλών αυτών είναι ουσιαστική προϋπόθεση για την ορθολογική εκτίμηση των παροχών ομβρίων της περιοχής μελέτης. Η εργασία αυτή βασίζεται σε βροχογραφικά δεδομένα από σταθμούς της περιοχής ή γειτονικούς. Τονίζεται ότι δεν υπάρχουν καμπύλες γενικής εφαρμογής ανεξάρτητες των τοπικών συνθηκών.

Το μήκος του ιστορικού δείγματος, η ποιότητα και η ακρίβεια των μετρήσεων και η θέση των σταθμών επηρεάζουν σημαντικά την αξιοπιστία των ομβρίων καμπυλών. Η επεξεργασία των δεδομένων για την κατάρτιση των καμπυλών γίνεται βάσει στατιστικών μεθοδολογιών ανάλυσης μεγίστων και παλινδρόμησης. Αναλυτικά το θέμα αυτό αντιμετωπίζεται από τον Ξανθόπουλο (1990).

Οι όμβριες καμπύλες για δεδομένη περίοδο επαναφοράς, περιγράφονται αναλυτικά από σχέσεις

- υπερβολικής μορφής

$$i = \frac{c}{t+b} \quad (3.2)$$

- εκθετικής μορφής

$$i = \frac{c}{t^n} \quad (3.3)$$

- μικτές

$$i = \frac{c}{(t+b)^n} \quad (3.4)$$

ή

$$i = \frac{c}{t^n + b} \quad (3.5)$$

όπου  $i$  και  $t$  η ένταση και διάρκεια της βροχής, αντίστοιχα, και  $c$ ,  $b$ ,  $n$  αριθμητικές σταθερές που ισχύουν για το συγκεκριμένο τόπο, από τον οποίο προέρχεται το στατιστικό δείγμα, και για συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς  $T$ . Συχνά οι σταθερές  $b$  και  $n$  θεωρούνται ανεξάρτητες της περιόδου επαναφοράς ενώ η σταθερά  $c$  συσχετίζεται με την περίοδο επαναφοράς  $T$ , π.χ. με εξισώσεις της μορφής

$$c = aT^m \quad (3.6)$$

όπου  $a$  και  $m$  αριθμητικές σταθερές. Ο συνδυασμός της (3.6) με τις (3.2) έως (3.5) δίνει γενικευμένες σχέσεις της μορφής  $i = f(t, T)$ . Επισημαίνεται ότι όλες οι παραπάνω σχέσεις είναι μη ομογενείς διαστατικά και γι' αυτό η έκφρασή τους θα πρέπει πάντα να συνοδεύεται από τις μονάδες στις οποίες εκφράζονται τα μεγέθη  $i$  και  $t$ .

Μερικές αντιπροσωπευτικές σχέσεις για διάφορες περιοχές της Ελλάδας, προερχόμενες από υδρολογικές μελέτες των περιοχών αυτών<sup>1</sup> παρατίθενται στον Πίνακα 3.1. Για λόγους σύγκρισης και εύκολης αναφοράς έχουν υπολογιστεί στον Πίνακα 3.2, από τις σχέσεις αυτές, χαρακτηριστικές εντάσεις βροχής για διάρκειες 10 min, 30 min και 1 h. Παρατηρούμε ότι εμφανίζεται μεγάλη ποικιλομορφία στις εντάσεις βροχής των διαφόρων σταθμών με εύρος διακύμανσης περίπου 1:3 (ελάχιστη τιμή : μέγιστη τιμή).

---

<sup>1</sup> Η ευθύνη για την παραγωγή των σχέσεων αυτών ανήκει στους μελετητές. Όλες οι σχέσεις έχουν μετατραπεί κατάλληλα σε ενιαίο σύστημα μονάδων

**Πίνακας 3.1** Σημειακές όμβριες καμπύλες για διάφορες περιοχές της Ελλάδας, από υδρολογικές μελέτες των περιοχών αυτών\*. (Εντάσεις σε mm/h - Χρόνος σε h)

Α/Α	ΠΕΡΙΟΧΗ	ΒΡΟΧΟΜΕΤΡΙΚΟΙ ΣΤΑΘΜΟΙ	ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΓΙΑ	
			T = 5	T = 10
1	Καλαμάτα	Καλαμάτα	$i = 34.48/t^{0.530}$	$i = 42.19/t^{0.506}$
2	Μεθώνη Μεσσηνίας	Μεθώνη	$i = 30.58/t^{0.619}$	$i = 36.14/t^{0.601}$
3	Αργοστόλι Κεφαλονιάς	Αργοστόλι	$i = 33.07/t^{0.693}$	$i = 38.31/t^{0.692}$
4	Έλος Λακωνίας	Έλος	$i = 19.53/t^{0.684}$	$i = 22.74/t^{0.675}$
5	Αρτα	Ακτιο, Κωστακιοί	$i = 46.03/(t+0.25)^{0.89}$	$i = 52.29/(t+0.25)^{0.89}$
6	Αθήνα	Αστεροσκοπείο	$i = 50.6/(t+0.390)$	$i = 62.2/(t+0.407)$
7	Αθήνα	8 βρ. σταθμοί	$i = 28.45/t^{2/3} (i \leq 40)$ $i e^{0.0123i} = 38.96/t$ ( $i > 40$ )	$i = 35.85/t^{2/3} (i \leq 40)$ $i e^{0.0123i} = 55.09/t$ ( $i > 40$ )
8	Δίστομο Βοιωτίας	Δίστομο	$i = 17.43/t^{0.569}$	$i = 20.13/t^{0.576}$
9	Κάτω Μάμου- λα Εύβοιας	Κάτω Μάμουλα (Καλλιθέα)	$i = 13.95/t^{0.762}$	$i = 16.23/t^{0.760}$
10	Λάρισα		$i = 38/(t+0.333)$	$i = 43/(t+0.25)$
11	Φάρσαλα	Σκοπιά, Χαλικιάδες	$i = 22.95/t^{0.536}$	$i = 27.76/t^{0.536}$
12	Σκοπιά (Λάρισας)	Σκοπιά	$i = 18.12/t^{0.506}$	$i = 22.37/t^{0.504}$
13	Ελασσόνα (Λάρισας)	Ελασσόνα	$i = 28.20/t^{0.676}$	$i = 34.44/t^{0.683}$
14	Καρδίτσα	Καρδίτσα	$i = 15.39/t^{0.548}$	$i = 17.96/t^{0.544}$
15	Αργιθέα (Καρδίτσας)	Αργιθέα	$i = 22.45/t^{0.435}$	$i = 28.04/t^{0.441}$
16	Λουτροπηγή (Καρδίτσας)	Λουτροπηγή	$i = 18.43/t^{0.550}$	$i = 22.19/t^{0.563}$
17	Τρίκαλα	Τρίκαλα	$i = 16.98/t^{0.540}$	$i = 20.03/t^{0.546}$

**Πίνακας 3.1** (συνέχεια) Σημειακές όμβριες καμπύλες για διάφορες περιοχές της Ελλάδας, από υδρολογικές μελέτες των περιοχών αυτών\*. (Εντάσεις σε mm/h - Χρόνος σε h)

Α/Α	ΠΕΡΙΟΧΗ	ΒΡΟΧΟΜΕΤΡΙΚΟΙ ΣΤΑΘΜΟΙ	ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΓΙΑ	
			T = 5	T = 10
18	Παλαιοχώρι (Τρικάλων)	Παλαιοχώρι	$i = 19.55 / t^{0.465}$	$i = 22.12 / t^{0.465}$
19	Τρίλοφο (Φθιώτιδας)	Τρίλοφο	$i = 13.12 / t^{0.525}$	$i = 15.83 / t^{0.524}$
20	Δεσκάτη (Γρεβενών)	Δεσκάτη	$i = 14.87 / t^{0.522}$	$i = 17.63 / t^{0.513}$
21	Κιλκίς	Κιλκίς, Ανω Θεοδωράκι	$i = 56.79 / (t+0.4)$	$i = 65.68 / (t+0.4)$
22	Θεσσαλονίκη	Πανεπιστήμιο, Θεσσαλονίκη, Σίνδος	$i = 16.88 / t^{0.65}$	$i = 19.63 / t^{0.64}$
23	Καβάλα	Αμυγδαλεώνας	$i = 27.23 / t^{0.640}$	$i = 31.64 / t^{0.638}$
24	Επάνω Αρχάνες (Κρήτης)	Επάνω Αρχάνες	$i = 21.81 / t^{0.534}$	$i = 24.67 / t^{0.532}$
25	Οροπέδιο Λασιθίου	Άγ. Γεώργιος	$i = 34.59 / t^{0.537}$	$i = 38.65 / t^{0.530}$
26	Σούδα Χανίων	Σούδα	$i = 34.59 / t^{0.592}$	$i = 55.16 / t^{0.557}$
27	Μυτιλήνη	Μυτιλήνη	$i = 38.48 / (t+0.05)^{0.615}$	$i = 46.33 / (t+0.05)^{0.604}$

\* Πηγές των σχέσεων του Πίνακα 3.1 (αναλυτικά βιβλιογραφικά στοιχεία βλ. στο τέλος του κειμένου):

1,2: ΥΠΟΔΟΜΗ & Καράμπελας (1988).	11: ΜΕΤΕΡ (1983).
3: ΜΕΤΕΡ (1990).	12-20: Ξανθόπουλος κ.α. (1988).
4: Βασιλόπουλος (1986).	21: ΟΤΜΕ κ.α. (1985).
5: ΥΔΡΟΔΟΜΙΚΗ κ.α. (1990)	22,23: Ξανθόπουλος (1975).
6: ΥΠΔΕ (1966).	24: Τσακίρης & Κουτσογιάννης (1988).
7: Μέμος (1980) (Αναγωγή επιφανειακών τιμών σε σημειακές με συντελεστή ομοιομόρφισης I/L3).	25: Κουκουράκης (1981).
8: Βασιλόπουλος (1986).	26: Καλογεράκης (1988).
9: ΜΕΤΕΡ (1984).	27: Ματίσεν (1989).
10: Δεληγιώργης & Μιχαλακόπουλος	

**Πίνακας 3.2** Χαρακτηριστικές σημειακές εντάσεις βροχής (σε mm/h) για διάφορες περιοχές της Ελλάδας (με βάση τις σχέσεις του Πίνακα 3.1).

Α/Α	ΠΕΡΙΟΧΗ	T = 5			T = 10		
		10 min	30 min	1 h	10 min	30 min	1 h
1	Καλαμάτα	89.1	49.8	34.5	104.5	59.9	42.2
2	Μεθώνη Μεσσηνίας	92.7	47.0	30.6	106.1	54.8	36.1
3	Αργοστόλι (Κεφαλονιάς)	114.5	53.5	33.1	132.4	61.9	38.3
4	Έλος Λακωνίας	66.5*	31.4*	19.5	76.2*	36.3*	22.7
5	Άρτα	100.3	59.5	37.7	114.0	67.6	42.9
6	Αθήνα	90.9	56.9	36.4	108.4	68.6	44.2
7	Αθήνα	83.6	44.9	28.4	98.4	55.6	35.8
8	Δίστεμο Βοιωτίας	48.3*	25.9*	17.4	56.5*	30.0*	20.1
9	Κάτω Μάμουλα (Ευβοίας)	54.6*	23.7*	13.9	63.3*	27.5*	16.3
10	Λάρισα	76.0	45.6	28.5	103.2	57.3	34.4
11	Φάρσαλα	59.9*	33.3	23.0	72.5*	40.2	27.8
12	Σκοπιά (Λάρισας)	44.9*	25.7*	18.1	55.2*	31.7*	22.4
13	Ελασσόνα (Λάρισας)	94.7*	45.1*	28.2	117.1*	55.3*	34.4
14	Καρδίτσα	41.1*	22.5*	15.4	47.6*	26.2*	18.0
15	Αργιθέα (Καρδίτσας)	48.9*	30.4*	22.5	61.8*	38.1*	28.0
16	Λουτροπηγή (Καρδίτσας)	49.4*	27.0*	18.4	60.8*	32.8*	22.2
17	Τρίκαλα	44.7*	24.7*	17.0	53.3*	29.2*	20.0
18	Παλαιοχώρι (Τρικάλων)	45.0*	27.0*	19.6	50.9*	30.5*	22.1
19	Τρίλοφο (Φθιώτιδας)	33.6*	18.9*	13.1	40.5*	22.8*	15.8
20	Δεσκάτη (Γρεβενών)	37.9*	21.4*	14.9	44.2*	25.2*	17.6
21	Κιλκίς	100.2*	63.1*	40.6	115.9*	73.0*	46.9
22	Θεσσαλονίκη	54.1	26.5	16.9	61.8	30.6	19.6
23	Καβάλα	85.7	42.2	27.2	99.2	49.2	31.6
24	Επάνω Αρχάνες (Κρήτης)	56.8*	31.6*	21.8	64.0*	35.7*	24.7
25	Οροπέδιο Λασιθίου	90.5*	50.2*	34.6	99.0*	55.8*	38.7
26	Σούδα Χανίων	99.9	52.1	34.6	149.6	81.2	55.2
27	Μυτιλήνη	98.5	55.6	37.3	116.7	66.5	45.0

\* Τιμές από επέκταση της καμπύλης προς τα πίσω.

### 3.4.4 Κρίσιμη ένταση βροχής – Χρόνος συγκέντρωσης

Η κρίσιμη ένταση βροχής υπολογίζεται από τις όμβριες καμπύλες αφού επιλεγεί η περίοδος επαναφοράς και καθοριστεί η διάρκεια βροχής. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, στην εφαρμογή της ορθολογικής μεθόδου η διάρκεια της βροχής θεωρείται ίση με το *χρόνο συγκέντρωσης* της λεκάνης μέχρι τη θέση της υπό έλεγχο διατομής. Ο χρόνος συγκέντρωσης είναι ίσος με τη διάρκεια που χρειάζεται για να φτάσει μια σταγόνα βροχής από το πιο απομακρυσμένο σημείο της λεκάνης στην υπό έλεγχο θέση. Η παραδοχή ισότητας της διάρκειας βροχής με το χρόνο συγκέντρωσης βασίζεται στους εξής απλούς (αλλά όχι αυστηρούς) συλλογισμούς: Για δεδομένη ένταση βροχόπτωσης, είναι προφανές ότι η απορροή φτάνει στο μέγιστο ρυθμό της, όταν η διάρκεια της βροχής είναι τουλάχιστον ίση με το χρόνο συγκέντρωσης, οπότε συμβάλλουν όλα τα τμήματα της λεκάνης. Όμως για δεδομένη περίοδο επαναφοράς, η ένταση της βροχής είναι φθίνουσα συνάρτηση της διάρκειας, και κατά συνέπεια αν θεωρηθεί μεγάλη διάρκεια βροχής η έντασή της, άρα και η απορροή θα είναι μικρότερη. Έτσι μπορεί να θεωρηθεί ότι ο μέγιστος ρυθμός απορροής, για δεδομένη περίοδο επαναφοράς, πραγματοποιείται όταν η διάρκεια βροχής είναι ίση με το χρόνο συγκέντρωσης.

Στα δίκτυα ομβρίων ο χρόνος συγκέντρωσης  $t_c$  μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες, το *χρόνο εισόδου*,  $t_e$ , δηλαδή το χρόνο που χρειάζεται μέχρι η απορροή να οδηγηθεί στο δίκτυο (π.χ μέσω φρεατίων υδροσυλλογής ή μέσω άμεσων συνδέσεων) και το *χρόνο ροής*,  $t_p$ , κατά μήκος του αγωγού ομβρίων μέχρι την υπό έλεγχο θέση.

Ο χρόνος εισόδου ποικίλει ανάλογα με την κλίση του εδάφους, το μήκος της διαδρομής μέχρι την είσοδο στο δίκτυο (που σχετίζεται με τη συχνότητα των φρεατίων υδροσυλλογής και των ιδιωτικών συνδέσεων), καθώς και τις πολεοδομικές και ρυμοτομικές συνθήκες. Εξαρτάται επίσης από την ένταση της βροχής καθώς και από τις συνθήκες κατακράτησης και διήθησης. Προφανώς όσο μεγαλύτερη είναι η ένταση της βροχής τόσο μικρότερος είναι ο χρόνος εισόδου.

Σε μελέτες αποχέτευσης αστικών περιοχών υιοθετούνται τιμές του χρόνου εισόδου από 3 έως 30 min, με πιο συνήθεις τις τιμές 5 έως 15 min. Στον Πίνακα 3.3 δίνονται τιμές που συστήνονται από ελληνικές

(ΠΔ 696, 1974) και ξένες προδιαγραφές ανάλογα και με τα χαρακτηριστικά της περιοχής

**Πίνακας 3.3** Τυπικές τιμές χρόνου εισόδου

Περιγραφή περιοχής	Χρόνος εισόδου (min)
Ελληνικές προδιαγραφές, γενικά	10
Συστάσεις αμερικανικών ενώσεων WPCF & ASCE	
Πυκνοδομημένες περιοχές με άμεσες ιδιωτικές συνδέσεις στους αγωγούς	5
Ανεπτυγμένες περιοχές με ήπιες κλίσεις	10-15
Οικιστικές περιοχές με ήπιες κλίσεις και διεσπαρμένα φρεάτια υδροσυλλογής	20-30

Σε αντίθεση με το χρόνο εισόδου, που η εκτίμησή του είναι αβέβαιη, ο χρόνος ροής μπορεί να εκτιμηθεί με σχετική ακρίβεια, κατά τον υδραυλικό υπολογισμό των αγωγών (βλ. και κεφάλαιο 9) με βάση τη σχέση

$$t_p = \sum_i L_i / V_i \quad (3.7)$$

όπου  $L_i$  είναι τα μήκη των διαδοχικών τμημάτων κατά μήκος μιας διαδρομής του δικτύου ομβρίων, μέχρι και την υπό έλεγχο θέση, και  $V_i$  οι αντίστοιχες ταχύτητες στα τμήματα αυτά.

Σε ένα δίκτυο ομβρίων υπάρχουν πολλές, εναλλακτικές διαδρομές ( $j = 1, \dots, k$ ) που καταλήγουν σε κάθε συγκεκριμένη θέση. Είναι προφανές ότι θα πρέπει να επιλέγεται εκείνη η διαδρομή που οδηγεί στο μέγιστο χρόνο συγκέντρωσης, ο οποίος θα είναι

$$t_\sigma = \max_{1 \leq j \leq k} \{t_{\varepsilon_j} + t_{\rho_j}\} \quad (3.8)$$

Σε ορισμένες περιπτώσεις ενδιαφέρει και ο προσδιορισμός του χρόνου εισόδου εξωτερικών μη αστικών λεκανών. Συγκεκριμένα πρόκειται για τις περιπτώσεις όπου η απορροή των εξωτερικών λεκανών οδηγείται είτε στο δίκτυο ομβρίων, είτε σε περιμετρική αποχετευτική τάφρο της οποίας χρειάζεται να εκτιμηθεί η παροχή σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974), η εκτίμηση του χρόνου συγκέντρωσης μπορεί να γίνει από την εμπειρική σχέση του *Giandotti*.

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 15L}{0.8\sqrt{\Delta z}} \quad (3.9)$$

όπου  $t_c$  ο χρόνος συγκέντρωσης της λεκάνης (= χρόνος εισόδου, h),  $A$  η επιφάνεια της λεκάνης ( $\text{km}^2$ ),  $L$  το μήκος της κύριας μισγάγκειας (km) και  $\Delta z$  η υψομετρική διαφορά του μέσου υψομέτρου της λεκάνης από το υψόμετρο της εξόδου της (m).

Η σχέση (3.9) είναι η πιο διαδεδομένη στην ελληνική πρακτική. Ωστόσο, στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν και άλλες παρόμοιες σχέσεις αυτού του τύπου, κατάλληλες για μη αστικές ή/και για αστικές λεκάνες, μερικές από τις οποίες δίνονται παρακάτω, αφού μετατράπηκαν στο μετρικό σύστημα μονάδων (βλ. και Ξανθόπουλος, 1990, Wanielista, 1990, Chow κ.ά., 1988). Σε όλες τις παρακάτω σχέσεις ο χρόνος  $t_c$  δίνεται σε h.

Η σχέση του *Kirpich*.

$$t_c = 0.0667 L^{0.77} / S^{0.385} \quad (3.10)$$

όπου  $L$  το μήκος της κύριας μισγάγκειας (km) και  $S$  η μέση κλίση (m/m), αναπτύχθηκε το 1940 από δεδομένα της Αμερικανικής Soil Conservation Service (SCS) (βλ. και Wanielista, 1990, σ. 211). Τα δεδομένα στα οποία στηρίχτηκε προέρχονται από την περιοχή Tennessee και αναφέρονται σε αγροτικές λεκάνες έκτασης 0.5 έως 45 ha με ισχυρές κλίσεις 3% - 10%, φυτοκάλυψη 0 - 56% και με καλά σχηματισμένο υδρογραφικό δίκτυο. Για αστικές λεκάνες με επιφάνειες ασφαλικές ή από σκυρόδεμα η τιμή του  $t_c$  μειώνεται στο 40%.

Ουσιαστικά ίδια (ισοδύναμη) με την παραπάνω είναι και η σχέση της *California Culverts Practice*.

$$t_c = 0.95 L^{1.155} / H^{0.385} \quad (3.11)$$

στην οποία η κλίση έχει αντικατασταθεί με το  $L/H$  Στην (3.11) το  $L$  είναι το μήκος της κύριας μισγάγκειας (km) και το  $H$  είναι η υψομετρική διαφορά μεταξύ του πιο ανάντη σημείου της μισγάγκειας και της εξόδου της (m). Η σχέση αναπτύχθηκε το 1942 για μικρές λεκάνες της Καλιφόρνιας

Η σχέση του Izzard

$$t_c = 3.46 \frac{(0.0007i + c_r)L^{1/3}}{S^{1/3} i^{2/3}} \quad (3.12)$$

όπου  $L$  το μήκος της διαδρομής της ροής (km),  $S$  η μέση κλίση της διαδρομής (m/m),  $i$  η ένταση βροχής (mm/h) και  $c_r$  συντελεστής επιβράδυνσης, αναπτύχθηκε το 1946 με εργαστηριακά πειράματα από το Αμερικανικό Bureau of Public Roads. Αναφέρεται σε εκτάσεις που καλύπτονται από δρόμους ή πράσινο, χωρίς ανεπτυγμένο υδρογραφικό δίκτυο. Ο συντελεστής επιβράδυνσης παίρνει τιμές 0.007 για λείες ασφαλτικές επιφάνειες, 0.012 για επιφάνειες σκυροδέματος, 0.046 για γαίες και φτάνει μέχρι 0.06 για επιφάνειες πυκνού πρασίνου. Η σχέση ισχύει για συνθήκες στρωτής ροής όπου  $iL < 3.87$ .

Η σχέση της Federal Aviation Administration

$$t_c = 0.37(11 - C)L^{1/2} / S^{1/3} \quad (3.13)$$

όπου  $L$  το μήκος της διαδρομής της ροής (km),  $S$  η μέση κλίση της επιφάνειας (m/m), και  $C$  ο συντελεστής απορροής, αναπτύχθηκε το 1970 για προβλήματα αποχέτευσης ομβρίων σε αεροδρόμια, αλλά έχει χρησιμοποιηθεί και για αστικές λεκάνες.

Η σχέση του κινηματικού κύματος

$$t_c = 7.35 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}} \quad (3.14)$$

όπου  $L$  το μήκος της διαδρομής της επιφανειακής ροής (km),  $S$  η μέση κλίση της επιφάνειας (m/m),  $n$  ο συντελεστής τραχύτητας Manning και  $i$  η ένταση της βροχής (mm/h), προτάθηκε από διάφορους ερευνητές την περίοδο 1965-1975. Αναπτύχθηκε μετά από ανάλυση μέσω των εξισώσεων του κινηματικού κύματος (βλ. κεφ. 5) για επιφανειακή ροή σε ανε-

πτυγμένες περιοχές. Ο συντελεστής τραχύτητας κυμαίνεται από 0.02 για πλακόστρωτες επιφάνειες μέχρι 0.05 για πράσινο.

Η σχέση της *Soil Conservation Service (SCS)*:

$$t_c = 0.057 L^{0.8} (1000/CN-9)^{0.7} / S^{1/2} \quad (3.15)$$

όπου  $L$  το μήκος της κύριας μισγάγκειας (km),  $S$  η μέση κλίση της λεκάνης (m/m), και  $CN$  η παράμετρος απορροής της μεθόδου SCS (curve number, βλ. ενότητα 5.9), αναπτύχθηκε από την SCS το 1973. Είναι κατάλληλη για μικρές αστικές λεκάνες κάτω των 800 ha. Η σχέση βασίστηκε στην υπόθεση  $t_L = 0.6 t_c$  όπου  $t_L$  ο χρόνος υστέρησης (βλ. ενότητα 5.10).

Πολύ συχνά ο χρόνος εισόδου εκτιμάται με διαδικασία ανάλογη αυτής του χρόνου ροής. Στην περίπτωση αυτή η ταχύτητα της επιφανειακής ροής εκτιμάται από νομογραφήματα όπως αυτό της SCS (Wanielista, 1990).

### 3.4.5 Συντελεστής απορροής

Από όλα τα μεγέθη της ορθολογικής μεθόδου ο συντελεστής απορροής παρουσιάζει την πιο μεγάλη αβεβαιότητα στην εκτίμησή του. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ενσωματώνει όλες τις ασάφειες που προκύπτουν από τις υπεραπλουστεύσεις της μεθόδου.

Στην πραγματικότητα ο συντελεστής απορροής δεν είναι σταθερός, όπως υπονοεί η εφαρμογή της ορθολογικής μεθόδου, αλλά παρουσιάζει έντονες μεταβολές, ακόμα και στην ίδια λεκάνη απορροής, αφού επηρεάζεται από τη χρονική κατανομή της βροχόπτωσης, από τη χρονική απόσταση από την προηγούμενη βροχόπτωση αλλά και από άλλες μετεωρολογικές και φυσιογραφικές παραμέτρους.

Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής απορροής συνεκτιμά αδιακρίτως

1. τις απώλειες κατακράτησης από τη χλωρίδα,
2. τις απώλειες επιφανειακής παγίδευσης στις μικροκοιλότητες του εδάφους που πρακτικά υπάρχουν σε όλες τις επιφάνειες, και
3. τις απώλειες διήθησης σε υδροπερατά εδάφη,

4. τις απώλειες εξατμοδιαπνοής οι οποίες πάντως είναι ασήμαντες στην χρονική κλίμακα των βροχοπτώσεων σχεδιασμού των αποχετεύσεων.

Στις μελέτες αποχέτευσης χρησιμοποιούνται τυποποιημένες μέσες τιμές συντελεστών απορροής, ανεξάρτητες της διάρκειας βροχής και των άλλων συνθηκών. Διευκρινίζεται ότι οι τιμές αυτές δεν είναι γενικής εφαρμογής αλλά αναφέρονται σε συγκεκριμένη τάξη μεγέθους της περιόδου επαναφοράς του πλημμυρικού φαινομένου, δηλαδή για  $T = 5$  έως 10 έτη, προκειμένου για δίκτυα αποχέτευσης. Για μεγαλύτερες περιόδους επαναφοράς είναι εύλογο ότι ο συντελεστής απορροής αυξάνεται, αλλά και η ορθολογική μέθοδος δεν είναι ακριβής και πρέπει να αποφεύγεται η χρήση της (βλ. και Κεφάλαιο 5)

Οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) συνιστούν τις τιμές του Πίνακα 3.4, οι οποίες όμως κατ' αρχήν αναφέρονται σε μη αστικές περιοχές. Οι προδιαγραφές συμπληρώνουν ότι, προκειμένου για αστικές περιοχές, οι συντελεστές απορροής πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσοι με τους αντίστοιχους που δίνονται για τις μη αστικές περιοχές. Οι Αμερικανικές WPCF & ASCE (1976) συνιστούν για αστικές περιοχές τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 3.5. Οι ίδιες ενώσεις δίνουν και τιμές για συγκεκριμένους τύπους επιφανειών π.χ. για δρόμους, στέγες κλπ. (Πίνακας 3.6) βάσει των οποίων μπορεί να εκτιμηθεί ο συντελεστής απορροής μιας σύνθετης έκτασης αφού αυτή αναλυθεί σε επιμέρους επιφάνειες.

Υπενθυμίζεται ότι ο μέσος συντελεστής δίνεται από τη σχέση

$$C = \frac{\sum_i C_i A_i}{\sum_i A_i} \quad (3.16)$$

όπου  $C_i$  οι συντελεστές των επιμέρους εκτάσεων  $A_i$

Στη βιβλιογραφία (WPCF & ASCE, 1976, Steel, 1960) αναφέρονται διάφορες εμπειρικές σχέσεις έκφρασης της χρονικής μεταβολής του συντελεστή απορροής, κατά τη διάρκεια μιας καταιγίδας. Ενδεικτικά παρατίθενται οι ακόλουθες

$$C = 0.175 I^{1/3} \quad (\text{σχέση Gregory, 3.17})$$

$$C = t / (8 + t) \quad (\text{σχέση Hoad \& McGee, 3.18})$$

$$C = 0.3t / (20 + t) \quad (\text{σχέση Hoad \& McGee(3.19)})$$

Από αυτές οι (3.17) και (3.18) αναφέρονται σε αδιαπέρατες επιφάνειες και η (3.19) σε περατές επιφάνειες.

**Πίνακας 3.4** Συντελεστής απορροής σύμφωνα με τις ελληνικές προδιαγραφές αποχετεύσεων (ΠΔ 696, 1974)

Περιοχή	Συντελεστής απορροής
Ορεινή	0.60
Λοφώδης	0.50
Πεδινή	0.30

**Πίνακας 3.5** Μέσοι συντελεστές απορροής ανάλογα με τα γενικά χαρακτηριστικά της αστικής περιοχής, σύμφωνα με τις αμερικανικές ενώσεις WPCF & ASCE (1976).

Περιγραφή περιοχής	Συντελεστής απορροής
Εμπορική	
Κέντρο	0.70-0.95
Περιφέρεια	0.50-0.70
Οικιστική, αστική	
Μονοκατοικίες	0.30-0.50
Πολυκατοικίες σε πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα	0.40-0.60
Πολυκατοικίες σε συνεχές σύστημα	0.60-0.75
Οικιστική, υποαστική	0.25-0.40
Βιομηχανική	
Ελαφρά	0.50-0.80
Βαριά	0.60-0.90
Μη ανεπτυγμένη	0.10-0.30
Πάρκα, νεκροταφεία	0.10-0.25
Γήπεδα	0.20-0.35

**Πίνακας 3.6** Συντελεστής απορροής για συγκεκριμένες επιφάνειες, σύμφωνα με τις Αμερικανικές ενώσεις WPCF & ASCE (1990).

Τύπος επιφάνειας	Συντελεστής απορροής
Πεζοδρόμια δρόμοι	
Σκυρόδεμα - Ασφαλτοσκυρόδεμα	0.70-0.95
Πλίνθοι	0.70-0.85
Στέγες	0.75-0.95
Αγροί, αμιώδη εδάφη	
Ήπια κλίση, 2%	0.05-0.10
Μέση κλίση, 2% μέχρι 7%	0.10-0.15
Απότομη κλίση, 7%	0.15-0.20
Αγροί, βαριά εδάφη	
Ήπια κλίση, 2%	0.13-0.17
Μέση κλίση, 2% μέχρι 7%	0.18-0.22
Απότομη κλίση, 7%	0.25-0.35

### 3.5 Ανακεφαλαίωση - Παροχές σχεδιασμού

Η ορθολογική μέθοδος αντιπροσωπεύει την πιο απλή και πρακτική βάση για την εκτίμηση των παροχών σχεδιασμού ενός δικτύου ομβρίων. Τα αρχικά γενικά βήματα της εφαρμογής της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

1. Μετά από υδρολογική μελέτη των μεγίστων βροχοπτώσεων της περιοχής καταρτίζονται οι όμβριες καμπύλες.
2. Καθορίζεται η περίοδος επαναφοράς της καταιγίδας σχεδιασμού για τις διάφορες κατηγορίες των αγωγών ομβρίων.
3. Γίνεται διαχωρισμός της περιοχής μελέτης σε ζώνες, ανάλογα με τις πολεοδομικές και φυσιογραφικές συνθήκες, και για κάθε ζώνη γίνεται εκτίμηση του συντελεστή απορροής και του χρόνου εισόδου των ομβρίων στο δίκτυο.

Η εκτίμηση της παροχής σχεδιασμού σε μια συγκεκριμένη θέση ενός αγωγού περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα.

4. Χαράσσεται ο υδροκρίτης της περιοχής επιρροής του αγωγού και εμβαδομετρείται η επιφάνεια της
5. Εάν η επιφάνεια επιρροής περιλαμβάνει ζώνες με διαφορετικούς συντελεστές απορροής, αυτές εμβαδομετρούνται ξεχωριστά, και υπολογίζεται ο μέσος συντελεστής απορροής με εφαρμογή της σχέσης (3.16).
6. Υπολογίζονται οι χρόνοι ροής των διάφορων διαδρομών, βάσει των μηκών και των ταχυτήτων των ανάντη τμημάτων. Ο ακριβής προσδιορισμός των ταχυτήτων προϋποθέτει λεπτομερείς υδραυλικούς υπολογισμούς.
7. Επιλέγεται η κρίσιμη διαδρομή και υπολογίζεται ο αντίστοιχος χρόνος συγκέντρωσης.
8. Εκτιμάται η κρίσιμη ένταση βροχής από την αντίστοιχη όμβρια καμπύλη, για διάρκεια βροχής ίση με το χρόνο συγκέντρωσης.
9. Εκτιμάται η παροχή σχεδιασμού από τη σχέση (3.1).

Σημειώνεται ότι στις παροχές ομβρίων δεν συνυπολογίζονται πρόσθετες εισροές (π.χ. από διηθήσεις ή παράνομες συνδέσεις ακαθάρτων), για το λόγο ότι οι εισροές αυτές αποτελούν ασήμαντο ποσοστό της επιφανειακής απορροής.

### Εφαρμογή 3.5

Κατά το σχεδιασμό δικτύου ομβρίων εξετάζεται εναλλακτικά το ενδεχόμενο αποχέτευσης μιας εξωτερικής λεκάνης έκτασης 22 ha, είτε μέσω του αγωγού ομβρίων  $A$  (λύση 1), είτε μέσω περιμετρικής τάφρου  $T$  (λύση 2). Η αστική έκταση που αποχετεύει ο  $A$  είναι 10 ha. Ζητείται η παροχή σχεδιασμού του  $A$ , κοντά στην εκβολή του, στις δύο παραπάνω λύσεις, με τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

1. Περίοδος επαναφοράς σχεδιασμού  $T = 10$ .
2. Όμβρια καμπύλη περιοχής, για  $T = 10$ ,  $i = 40/t^{0.5}$  ( $t$  σε h,  $i$  σε mm/h).
3. Χρόνος εισόδου ομβρίων αστικής περιοχής  $t_{εA} = 8$  min.
4. Μήκος αγωγού  $A$  540 m και μέση ταχύτητα 3.0 m/sec.

5. Μήκος κύριας μισγάγκειας εξωτερικής λεκάνης  $L = 800$  m, και διαφορά μέσου υψόμετρου από το υψόμετρο εκβολής (που αποτελεί το σημείο εισόδου στον  $A$ )  $\Delta z = 270$  m.
6. Συντελεστής απορροής αστικής περιοχής  $C_A = 0.50$  και εξωτερικής λεκάνης  $C_A = 0.30$ .

**Λύση:** Υπολογίζεται πρώτα ο χρόνος συγκέντρωσης (= χρόνος εισόδου) της εξωτερικής λεκάνης μέχρι τη θέση εκβολής της (= θέση εισόδου στον  $A$ ) σύμφωνα με τη σχέση Giandotti. Είναι  $A = 22$  ha =  $0.22$  km<sup>2</sup>,  $L = 800$  m =  $0.8$  km,  $\Delta z = 270$  m, άρα  $t_{eA} = [4 * 0.22^{1/2} + 1.5 * 0.8] / (0.8 * 270^{1/2}) = 0.234$  h =  $14$  min.

Ο ολικός χρόνος ροής του αγωγού θα είναι  $t_p = 540/3.0 = 180$  s =  $3$  min. Επισημαίνεται ότι η ταχύτητα, που εδώ θεωρείται  $3.0$  m/sec, στην πραγματικότητα είναι διαφορετική σε κάθε μια από τις λύσεις 1 και 2, και ο ακριβής προσδιορισμός της προϋποθέτει την υδραυλική επίλυση του αγωγού (βλ. κεφάλαια 4 και 9). Εδώ θεωρείται ως ικανοποιητική προσέγγιση η παραπάνω, για λόγους προεκτίμησης.

Στην λύση 1 που η απορροή της εξωτερικής λεκάνης οδηγείται στον  $A$  εξετάζουμε τις εξής διαδρομές και προσδιορίζουμε του αντίστοιχους χρόνους

- Διαδρομή 1: Εξωτερική λεκάνη - είσοδος αγωγού  $A$  - έξοδος αγωγού  $A$

$$t_{\sigma}^{(1)} = 14 \text{ min} + 3 \text{ min} = 17 \text{ min}$$

- Διαδρομή 2: Αστική λεκάνη - είσοδος αγωγού  $A$  - έξοδος αγωγού  $A$

$$t_{\sigma}^{(2)} = 8 \text{ min} + 3 \text{ min} = 11 \text{ min}$$

Ο χρόνος συγκέντρωσης θα είναι  $t_{\sigma 1} = \max \{t_{\sigma}^{(1)}, t_{\sigma}^{(2)}\} = \max \{17, 11\} = 17$  min. Η αντίστοιχη ένταση βροχής είναι  $i_1 = 40 / (17/60)^{0.5} = 75.1$  mm/h.

Στην λύση 2, που η παροχή εξωτερικής λεκάνης οδηγείται στην τάφρο, ενδιαφέρει μόνο η διαδρομή 2. Έτσι ο χρόνος συγκέντρωσης είναι  $t_{\sigma 2} = 11$  min και η κρίσιμη ένταση  $i_2 = 40 / (11/60)^{0.5} = 93.4$  mm/h.

Η παροχή σχεδιασμού για τη λύση 1 θα είναι:  $Q = (0.5 * 10 + 0.3 * 22) * 10^4 * 75.1 * 10^{-3} / 3600 = 2.41$  m<sup>3</sup>/sec, και για τη λύση 2:  $Q = 0.5 * 10 * 10^4 * 93.4 * 10^{-3} / 3600 = 1.29$  m<sup>3</sup>/sec

Τονίζεται ότι θα ήταν λάθος, που θα οδηγούσε σε υπερδιαστασιολόγηση του αγωγού, το να εκτιμηθεί η παροχή της λύσης 1 ως το

|| άθροισμα της παροχής της λύσης 2 ( $1.29 \text{ m}^3/\text{sec}$ ) και της μεμονωμένης παροχής της εξωτερικής λεκάνης.

---

---

## Κεφάλαιο 4 Υδραυλική των υπονόμων

---

---

### 4.1 Γενικά

Κατά το σχεδιασμό και τη λειτουργία των αγωγών αποχέτευσης συναντούμε τριών ειδών τυπικά προβλήματα που επιλύονται με κατάλληλη αξιοποίηση των αρχών της υδραυλικής

1. το σχεδιασμό των αγωγών, δηλαδή την επιλογή κατάλληλων διαστάσεων και κλίσεων για τους αγωγούς,
2. τον έλεγχο της επάρκειας ήδη κατασκευασμένων αγωγών, δηλαδή την εκτίμηση της παροχетеυτικότητάς τους, και
3. την εκτίμηση των χαρακτηριστικών ροής αγωγών που λειτουργούν, μετά από κατάλληλες μετρήσεις

Στα δύο πρώτα προβλήματα, που είναι και τα συχνότερα, δεν απαιτείται μεγάλος βαθμός ακρίβειας στους υπολογισμούς, αφού άλλωστε και η εκτίμηση των παροχών, που μελλοντικά θα περνούν από τους αγωγούς, είναι επισφαλής.

Πρόσφατα με την εξέλιξη της πληροφορικής έχει αντιμετωπιστεί και μια ιδιαίτερη κατηγορία προβλημάτων, τα προβλήματα συνολικής προσομοίωσης δικτύων αποχέτευσης. Στην προσομοίωση επιδιώκεται να αναπαρασταθεί και να περιγραφεί μαθηματικά το σύνολο δικτύου, (τοπολογία, γεωμετρία, υδραυλική υδρολογία – εάν πρόκειται για δίκτυο ομβρίων). Η προσομοίωση μπορεί να δώσει την

πλήρη εικόνα της ροής σε οποιοδήποτε σημείο του δικτύου, είτε σε τεχνητές συνθήκες (σενάρια) λειτουργίας, οπότε ο στόχος είναι η μελέτη της οριακής συμπεριφοράς του δικτύου, είτε και σε πραγματικές συνθήκες, οπότε ο στόχος είναι η βελτιστοποίηση της λειτουργίας του δικτύου μέσω κατάλληλων χειρισμών στα αντλιοστάσια ή στις συσκευές ελέγχου. Τα προβλήματα αυτά αποτελούν εξειδικευμένο και αρκετά πολύπλοκο αντικείμενο, του οποίου μια εισαγωγή δίνεται στο κεφάλαιο 5.

Τα λύματα συντίθεται κατά 99,9% από νερό και μόνο κατά 0,1% από στερεές ουσίες που μεταφέρονται είτε σε διάλυση είτε σε αιώρηση. Στα βιομηχανικά απόβλητα το ποσοστό των στερεών ουσιών συχνά είναι πιο μεγάλο, ενώ και τα όμβρια μεταφέρουν κάποιες ποσότητες άμμου και χωμάτων. Από άποψη υδραυλικής συμπεριφοράς τα ρευστά μίγματα των υπονόμων θεωρούνται σαν καθαρό νερό. Τα στερεά υλικά που μεταφέρονται δεν μεταβάλλουν τις ιδιότητες του νερού ως ρευστού, αλλά ενδιαφέρουν μόνο ως προς τα φαινόμενα καθίζησης, απόθεσης και διάβρωσης. Γενικά επιδιώκεται με κατάλληλη ρύθμιση των συνθηκών ροής, να αποφεύγονται ή να ελαχιστοποιούνται τα φαινόμενα αυτά. Διαφορετικά οι επιπτώσεις τους στην υδραυλική των αγωγών αποχέτευσης είναι πολύ σοβαρές (π.χ. μείωση των διατομών – αύξηση της τραχύτητας και τελικά μείωση της παροχρητευτικότητας).

## 4.2 Συνθήκες ροής

Οι αγωγοί αποχέτευσης γενικά σχεδιάζονται και λειτουργούν ως αγωγοί με ελεύθερη επιφάνεια. Έτσι το ανώτερο τμήμα της γεωμετρικώς κλειστής διατομής τους δεν χρησιμοποιείται από υδραυλική άποψη, αλλά διατίθεται ως περιθώριο ασφαλείας και για λόγους αερισμού.

Οι ελληνικοί κανονισμοί για την αποχέτευση θεωρούν υποχρεωτικό το σχεδιασμό των αγωγών ομβρίων και ακαθάρτων ως αγωγών με ελεύθερη επιφάνεια. Σε άλλους όμως κανονισμούς θεωρείται επιτρεπτή η ολική πλήρωση των αγωγών, ή ακόμη επιτρέπεται και μικρή πίεση (π.χ. 0,3 m), κυρίως για τους αγωγούς ομβρίων. Αυτές βέβαια οι υπερβάσεις επιτρέπονται μόνο για τη μέγιστη παροχή αγωγών, θεωρώντας ότι σε όλες τις άλλες συνθήκες μικρότερων παροχών εξασφαλίζεται ικανοποιητικός αερισμός των αγωγών.

Πάντως σε κάθε περίπτωση η εμφάνιση σημαντικής πίεσης στη ροή των αγωγών αποχέτευσης είναι απαράδεκτη, γιατί θα είχε συνέπεια την αναστροφή της ροής, από τους αγωγούς, προς τις ιδιωτικές συνδέσεις ή τα φρεάτια των οδών.

Σε ειδικά όμως έργα, όπως σε καταθλιπτικούς αγωγούς, σίφωνες και σήραγγες, η λειτουργία υπό πίεση είναι αναπόφευκτη ή και επιθυμητή. Εννοείται ότι σε αγωγούς αυτού του τύπου δεν επιτρέπεται να γίνονται ιδιωτικές συνδέσεις.

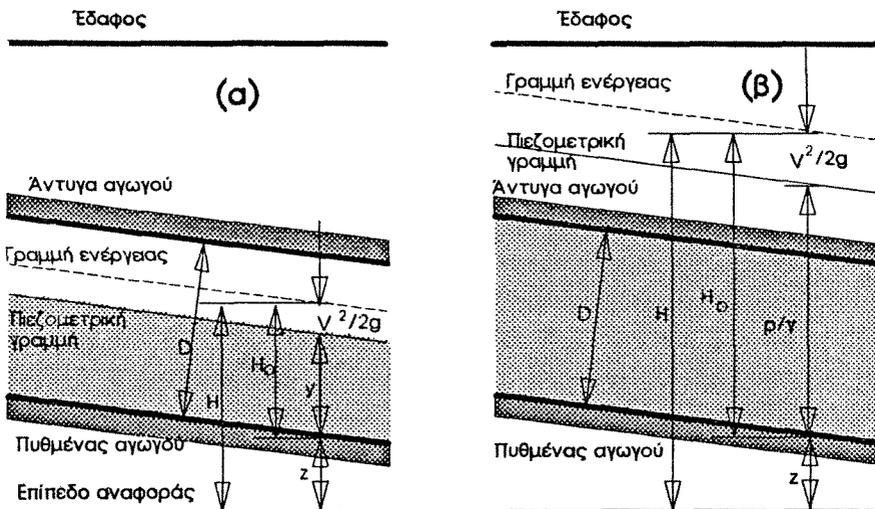
Η ροή στους αγωγούς αποχέτευσης είναι *μη μόνιμη*, αφού οι παροχές συνεχώς μεταβάλλονται με το χρόνο. Όμως κατά τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο τυπικών έργων αποχέτευσης γίνεται η απλοποιητική παραδοχή *μόνιμων* συνθηκών ροής. Η αγνόηση των φαινομένων μη μονιμότητας (κύματα ελεύθερης επιφάνειας ή κύματα πίεσης) είναι δικαιολογημένη όταν εξετάζονται μεμονωμένοι αγωγοί ενός δικτύου, και οι διακυμάνσεις της παροχής στο χρόνο είναι ήπιες. Σε άλλες περιπτώσεις, όπως στην προσομοίωση του συνολικού δικτύου μιας μεγάλης πόλης, στον υπολογισμό ενός μεγάλου μήκους και σημαντικής διατομής συλλεκτήρα ομβρίων, ή στον υπολογισμό ενός καταθλιπτικού αγωγού μετά από διακοπή της άντλησης, τα φαινόμενα μη μονιμότητας δεν μπορεί να αγνοηθούν. Η μέθοδος αντιμετώπισης τέτοιων περιπτώσεων περιγράφεται στο Κεφάλαιο 5.

Λόγω των πολύ συχνών μεταβολών που συμβαίνουν κατά μήκος ενός αγωγού αποχέτευσης (αύξηση παροχής, μεταβολή διατομής, αλλαγή κλίσης) η ροή είναι γενικά *ανομοιόμορφη*. Συνήθως όμως κατά τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των αγωγών γίνεται η παραδοχή ότι η ροή είναι ομοιόμορφη κατά τμήματα. Η παραδοχή αυτή είναι καλά δικαιολογημένη για τυπικούς αγωγούς αποχέτευσης, και μάλιστα συνήθως δυσμενής, με την έννοια ότι τα πραγματικά βάθη ροής που εμφανίζονται είναι συνήθως μικρότερα από τα ομοιόμορφα βάθη. Αυτό γίνεται επειδή με το συνήθη κανόνα υψομετρικής τοποθέτησης των αγωγών (ταύτιση των αντύγων (ράχων), βλ. ενότητα 4.14) δημιουργούνται μόνο καμπύλες κατάπτωσης. Οι καμπύλες υπερύψωσης είναι πολύ πιο σπάνιες και όχι σημαντικές.

Το Σχήμα 4.1 δίνει τα χαρακτηριστικά μεγέθη της μόνιμης ομοιόμορφης ροής σε υπονόμους ελεύθερης ροής και αγωγούς υπό πίεση.

Υπενθυμίζουμε τα ακόλουθα χαρακτηριστικά ύψη:

$z$ :	Υψόμετρο πυθμένα
$y$ :	Βάθος ροής (σε ροή με ελεύθερη επιφάνεια) Ισχύει $y \leq D$
$\rho/\gamma$ :	Πιεζομετρικό ύψος ( $\rho$ = πίεση, $\gamma$ = ειδικό βάρος). Σε ροή με ελεύθερη επιφάνεια ταυτίζεται με το βάθος ροής $y$ .
$V^2/2g$ :	Ύψος κινητικής ενέργειας ( $V$ = ταχύτητα, $g$ = επιτάχυνση βαρύτητας).
$H_0 = \frac{\rho}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}$ :	Ειδική ενέργεια
$H = z + \frac{\rho}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}$ :	Ολική ενέργεια



**Σχήμα 4.1** Χαρακτηριστικά μόνιμης ομοιόμορφης ροής σε υπονόμους ελεύθερης ροής και αγωγούς υπό πίεση.

### 4.3 Εξισώσεις μονοδιάστατης ανάλυσης

Η μέθοδος της μονοδιάστατης ανάλυσης μπορεί γενικά να εφαρμόζεται σε προβλήματα ροής σε αποχετευτικούς αγωγούς. Υπενθυμίζεται ότι η μέθοδος παίρνει υπόψη μόνο τις μεταβολές των χαρακτηρι-

στικών της ροής στην κύρια κατεύθυνση ροής και αγνοεί κάθε μεταβολή στις κάθετες διευθύνσεις. Η μέθοδος εξάλλου προϋποθέτει μόνιμη ροή. Οι τρεις εξισώσεις της μεθόδου, ήτοι η εξίσωση συνέχειας, ορμής (ποσότητας κίνησης) και ενέργειας αναφέρονται στον όγκο αναφοράς που ορίζεται από δύο διατομές 1 (ανάντη) και 2 (κατάντη), κάθετες στην κύρια κατεύθυνση ροής.

Η εξίσωση συνέχειας έχει τη μορφή

$$Q_1 = Q_2 \quad \text{ή} \quad A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (4.1)$$

όπου  $Q$  η παροχή,  $A$  η υγρή διατομή και  $V$  η μέση ταχύτητα ροής, ενώ οι δείκτες αντιστοιχούν στις διατομές αναφοράς. Στην περίπτωση κόμβου με πολλές εισόδους  $Q_i$  και εξόδους  $Q_j$ , η εξίσωση συνέχειας γράφεται

$$\sum_i Q_i = \sum_j Q_j \quad (4.2)$$

Για αποφυγή συγχύσεων τονίζεται ότι η εξίσωση (4.2) ισχύει πάντα και στους αγωγούς αποχέτευσης, υπό συνθήκες μόνιμης ροής. Το γεγονός ότι οι παροχές σχεδιασμού διαφόρων κλάδων που συμβάλλουν σε ένα κόμβο δεν ικανοποιούν την (4.2) δεν αποτελεί υδραυλικό παράδοξο. Απλώς κατά τη μελέτη κάθε ξεχωριστού κλάδου θεωρείται ως παροχή σχεδιασμού η μέγιστη παροχή που περνάει από το συγκεκριμένο κλάδο. Εννοείται ότι οι συνθήκες που μεγιστοποιούν την παροχή ή ο χρόνος που συμβαίνει το μέγιστο δεν ταυτίζονται σε όλους τους συμβάλλοντες κλάδους. Έτσι οι διάφορες παροχές σχεδιασμού των κλάδων δεν αναφέρονται στην ίδια χρονική στιγμή και γι' αυτό δεν ικανοποιούν την (4.2). Στην περίπτωση που εξετάζονται τα υδραυλικά χαρακτηριστικά ενός κόμβου, οι παροχές των κλάδων, θα πρέπει οπωσδήποτε να ικανοποιούν την (4.2).

Η εξίσωση ορμής είναι διανυσματική, και σε κάθε διεύθυνση ( $k = 1, 2, 3$ ) γράφεται

$$\sum F_k = \rho Q [(\beta V_k)_2 - (\beta V_k)_1] \quad (4.3)$$

όπου  $\Sigma F_k$  το άθροισμα των κατά τη διεύθυνση  $k$  συνιστωσών των εξωτερικών δυνάμεων που ενεργούν στον συγκεκριμένο όγκο αναφοράς, μεταξύ των διατομών 1 και 2,  $\rho$  η πυκνότητα του ρευστού,  $V_k$  η συνιστώσα της ταχύτητας κατά τη διεύθυνση  $k$ , και  $\beta$  ο συντελεστής συνόρθωσης ορμής. Σε προβλήματα αγωγών αποχέτευσης, λόγω της τυρβώδους ροής που συνήθως αναπτύσσεται, η τιμή του  $\beta$  μπορεί να θεωρηθεί ίση με 1, χωρίς να εισάγονται σημαντικές ανακρίβειες. Στις εξωτερικές δυνάμεις  $F_k$  περιλαμβάνονται (α) οι δυνάμεις πιέσεων στις διατομές 1 και 2, (β) οι δυνάμεις πιέσεων στα στερεά όρια του όγκου αναφοράς, μεταξύ των διατομών 1 και 2, (γ) οι συρτικές δυνάμεις στα στερεά όρια του όγκου αναφοράς και (δ) το βάρος του όγκου αναφοράς.

Η εξίσωση ενέργειας μεταξύ των διατομών 1 και 2 γράφεται

$$H_1 = H_2 + H_{L_{12}} - H_{a_{12}} \quad (4.4)$$

όπου  $H_{L_{12}}$  οι απώλειες ενέργειας και  $H_{a_{12}}$  η προσφερόμενη ενέργεια (π.χ. μέσω αντλίας). Για μηδενική προσφορά ενέργειας η εξίσωση γράφεται

$$H_1 = H_2 + H_{L_{12}} \quad (4.5)$$

ή, χρησιμοποιώντας ειδικές ενέργειες,

$$(H_0)_1 = (H_0)_2 + z_2 - z_1 + H_{L_{12}} \quad (4.6)$$

Οι απώλειες ενέργειας περιλαμβάνουν τις γραμμικές απώλειες, που οφείλονται σε συρτικές δυνάμεις στα τοιχώματα και τις τοπικές απώλειες που εμφανίζονται σε σημεία έντονης μεταβολής της ροής.

## 4.4 Απώλειες τριβής

### 4.4.1 Γενικό - Ιστορικό

Η βάση για τον υπολογισμό των απωλειών τριβής σε ροή πρισματικών αγωγών αναπτύχθηκε περί το 1768 από το Γάλλο μηχανικό Antoine Chezy. Ο Chezy βρήκε ότι η παράσταση  $V^2/RJ$ , όπου  $V$  η μέση ταχύτητα,

$R$  η υδραυλική ακτίνα και  $J$  η κλίση του αγωγού, είναι σταθερή για οποιαδήποτε διατομή του αγωγού. Έτσι προέκυψε ο ομώνυμος τύπος, που σε πιο γενική μορφή γράφεται, με αντικατάσταση της κλίσης του αγωγού  $J$  από την κλίση ενέργειας  $i$

$$V = C\sqrt{Ri} \quad (4.7)$$

όπου  $C$  ο λεγόμενος συντελεστής Chezy, που εξαρτάται από την τραχύτητα του αγωγού. Αργότερα βρέθηκε ότι ο συντελεστής  $C$  εξαρτάται ελαφρώς και από την υδραυλική ακτίνα, και δόθηκαν για αυτόν διάφορες εμπειρικές ή ημιεμπειρικές σχέσεις. Οι σημαντικότερες και πιο αξιόπιστες από αυτές είναι οι σχέσεις Darcy-Weisbach και Manning, που περιγράφονται στα επόμενα εδάφια.

Για την ιστορία αναφέρονται οι ακόλουθοι δύο τύποι, που έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως σε μελέτες αποχέτευσης στην Ελλάδα:

- Τύπος Bazin<sup>1</sup>

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (4.8)$$

- Τύπος Kutter<sup>2</sup> (απλοποιημένη μορφή)<sup>3</sup>

$$C = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (4.9)$$

<sup>1</sup> Γάλλος υδραυλικός, ανέπτυξε τον ομώνυμο τύπο το 1897.

<sup>2</sup> Ελβετός μηχανικός.

<sup>3</sup> Υπάρχει και ο αποκαλούμενος “μεγάλος τύπος του Kutter”, που αναπτύχθηκε το 1869 (Ganguillet και Kutter). Στο SI (m, s) γράφεται

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

όπου ο συντελεστής  $n$  παίρνει τις ίδιες τιμές με το συντελεστή Manning (βλ. ενότητα 4.4.3)

Οι παραπάνω τύποι είναι εκφρασμένοι στο σύστημα SI (μονάδες m, s) και οι συντελεστές  $\gamma$  και  $m$  περιγράφουν την τραχύτητα του αγωγού. Σημειώνεται ότι οι παραπάνω τύποι συνιστώνται από τις ισχύουσες ελληνικές προδιαγραφές για τις αποχετεύσεις (ΠΔ 696, 1974), όπου μάλιστα δίνονται και οι εφαρμοστέες τιμές των συντελεστών τραχύτητας  $\gamma$  και  $m$  ( $\gamma = 0.25$  για αγωγούς ακαθάρτων,  $\gamma = 0.46$  για αγωγούς ομβρίων,  $m = 0.35$  για αγωγούς αποχέτευσης γενικά). Επισημαίνεται όμως ότι οι παραπάνω τύποι είναι παρωχημένοι και ότι διεθνώς έχει επικρατήσει για τον υπολογισμό ανοιχτών αγωγών η χρήση του τύπου του Manning, που αναλύεται στην επόμενη ενότητα.

Για λόγους πληρότητας παρατίθεται και ο ακόλουθος τύπος των Hazen και Williams που έχει χρησιμοποιηθεί κυρίως στην Αμερική.

$$V = 0.85 C R^{0.63} i^{0.54} \quad (4.10)$$

Πρόκειται για μια γενικευμένη σχέση Chezy, στην οποία η τραχύτητα αποδίδεται από το συντελεστή  $C$  (συνήθεις τιμές 100 έως 120). Ο τύπος έχει πιο διαδεδομένη εφαρμογή σε αγωγούς υπό πίεση, αλλά μπορεί ισοδύναμα να χρησιμοποιείται και σε ανοιχτούς αγωγούς.

#### 4.4.2 Η σχέση Darcy - Weisbach

Από τις διάφορες σχέσεις απωλειών τριβής η σχέση Darcy-Weisbach (παρουσιάστηκε περί 1858) αποτελεί την πληρέστερη προσέγγιση, εξαιτίας της διαστατικής ομογένειάς της και της γενικότητάς της για οποιοδήποτε είδος ρευστού και οποιοδήποτε συνθήκες ροής. Η σχέση γράφεται

$$i = \frac{f V^2}{4R 2g} \quad (4.11)$$

όπου το  $f$  είναι αδιάστατος συντελεστής τριβής και το  $g$  η επιτάχυνση βαρύτητας (9.81 m/s). Ο συντελεστής  $f$  εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds

$$Re = \frac{4R V}{\nu} \quad (4.12)$$

όπου  $\nu$  η κινηματική συνεκτικότητα του ρευστού, καθώς και από τη σχετική τραχύτητα  $k_g / 4R$ , όπου  $k_g$  η ισοδύναμη τραχύτητα των τοιχωμάτων του αγωγού με διαστάσεις μήκους. Η γενική συναρτησιακή σχέση του  $f$  για τυρβώδη ροή ( $Re > 4000$ ) οφείλεται στους Colebrook και White (1938/39) και είναι

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0.86 \ln \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k_g / 4R}{3.7} \right) \quad (4.13)$$

Η παραπάνω πεπλεγμένη ως προς  $f$  σχέση λύνεται αριθμητικά π.χ. με τη γενική επαναληπτική μέθοδο, της οποίας η σύγκλιση είναι ταχύτατη. Συνηθισμένη είναι και η χρήση νομογραφημάτων, όπως αυτό του Moody, που επιτρέπουν τη γραφική επίλυση της παραπάνω σχέσης. Ας σημειωθεί ότι η παραπάνω εξίσωση καλύπτει όλες τις περιοχές ροής (λεία, ενδιάμεση, πλήρως τραχεία) και δεν είναι απαραίτητη η χρήση των εξειδικευμένων εξισώσεων για καθεμιά από τις περιοχές αυτές που απαντώνται στη βιβλιογραφία.

Η χρήση της σχέσης Darcy-Weisbach είναι διαδεδομένη σε προβλήματα ροής υπό πίεση σε σωλήνες κυκλικής διατομής. Υπενθυμίζεται ότι για την τελευταία περίπτωση ισχύει  $4R = D$  οπότε απλοποιούνται ανάλογα οι σχέσεις (4.11) έως (4.13). Όμως, παρόλα τα πλεονεκτήματά της, δεν έχει διαδεδομένη χρήση σε προβλήματα ανοιχτών αγωγών και κατά συνέπεια και σε αγωγούς αποχέτευσης. Ο βασικός λόγος είναι η σχετική πολυπλοκότητα στις αριθμητικές εφαρμογές της, ιδίως όταν εφαρμόζεται για κυκλικούς ή άλλους πολυπλοκότερης γεωμετρίας αγωγούς με μερική πλήρωση. Εξ άλλου, η εφαρμογή της σχέσης Darcy-Weisbach σε αγωγούς πολυπλοκής γεωμετρίας δεν έχει την ίδια ακρίβεια όπως στην περίπτωση της απλής κυκλικής ή ορθογωνικής απείρου πλάτους γεωμετρίας. Έχει αποδειχτεί (βλ. Chow, 1959) ότι στην περίπτωση σύνθετης γεωμετρίας (τριγωνικοί, ορθογωνικοί, τραπεζοειδείς, κυκλικοί αγωγοί με ελεύθερη επιφάνεια) ο συντελεστής  $f$  επηρεάζεται και από το σχήμα της διατομής, πράγμα που δεν περιγράφεται από τη σχέση Colebrook-White. Η επίδραση του σχήματος οφείλεται στην ανάπτυξη δευτερεύουσας ροής, δηλαδή ροής σε διεύθυνση κάθετη στη διεύθυνση της κύριας ροής. Για τους παραπάνω λόγους, ακόμα και όταν χρησιμοποιείται η σχέση Darcy-

Weisbach (όπως συνιστά π.χ. η ATV, 1982a), η εφαρμογή της περιορίζεται συνήθως σε συνθήκες ολικής πλήρωσης του αγωγού, ενώ η αναγωγή στις συνθήκες μερικής πλήρωσης γίνεται με μια απλούστερη σχέση (π.χ. Manning) ή αντίστοιχο νομογράφημα.

#### 4.4.3 Η σχέση του Manning

Η σχέση του Manning<sup>4</sup> προκύπτει από τη σχέση του Chezy, αν τεθεί

$$C = (1/n)R^{1/6} \quad (4.14)$$

όπου  $n$  ο συντελεστής τραχύτητας. Έτσι η σχέση (4.7) γίνεται (στο σύστημα μονάδων SI, μονάδες  $m$  και  $s$ )

$$V = (1/n)R^{2/3}i^{1/2} \quad (4.15)$$

Η τελευταία επιλύεται άμεσα ως προς  $R$  ή  $i$ , δίνοντας

$$R = (nV)^{3/2} / i^{3/4} \quad (4.16)$$

$$i = n^2 V^2 / R^{4/3} \quad (4.17)$$

Λόγω της απλότητάς της, των συστάσεων πολλών επιστημόνων και της συλλογής πολλών πειραματικών δεδομένων, βάσει των οποίων έχουν δοθεί τιμές του συντελεστή τραχύτητας  $n$ , για ποικιλία περιπτώσεων (π.χ. από τους Ven Te Chow, 1959, WPCF & ASCE, 1976), αλλά και λόγω των προβλημάτων της σχέσης Colebrook-White που αναφέρθηκαν παραπάνω, η σχέση του Manning έχει επικρατήσει διεθνώς για εφαρμογές σε ανοιχτούς αγωγούς, κατά συνέπεια και σε αγωγούς αποχέτευσης.

Ο συντελεστής  $n$  συνδέεται με τον αδιάστατο συντελεστή  $f$  του τύπου Darcy-Weisbach με τη σχέση

$$n = (f/8g)^{1/2} R^{1/6} \quad (4.18)$$

<sup>4</sup> Ιρλανδός μηχανικός, στον οποίο αποδίδεται η ομώνυμη σχέση. Η σχέση χρονολογείται από το 1889.

που προκύπτει άμεσα με συνδυασμό των (4.11) και (4.17). Με εφαρμογή της (4.18), στον Πίνακα 4.1 έχει υπολογιστεί ενδεικτικά, για μια τυπική τιμή της τραχύτητας  $k_g = 0.2$  mm και για μεγάλο εύρος γεωμετρικών και υδραυλικών χαρακτηριστικών ο αντίστοιχος συντελεστής Manning. Προηγουμένως το  $f$  υπολογίστηκε από τη σχέση Colebrook-White (4.13). Παρατηρούμε ότι η τιμή του  $n$  είναι περίπου σταθερή. Έτσι μπορεί να θεωρηθεί ότι κατά προσέγγιση ο συντελεστής  $n$  συνδέεται μονοσήμαντα με την τραχύτητα  $k_g$ . Μια προσεγγιστική σχέση μεταξύ των δύο αυτών μεγεθών δόθηκε από τον Muller (Ξανθόπουλος, 1990, Henderson, 1984, Revell, 1969):

$$n \approx k_g^{1/6} / 26 \quad (4.19)$$

όπου το  $k_g$  εκφράζεται σε m. Η τελευταία σχέση δίνει ικανοποιητική προσέγγιση για πλήρως τυρβώδη ροή στην περιοχή  $Re > 50000$  και για σχετική τραχύτητα  $k_g/4R$  στην περιοχή 0.001 μέχρι 0.1.

**Πίνακας 4.1** Αντιστοιχία συντελεστή Manning  $n$  προς τραχύτητα  $k_g = 2$  mm για κυκλικούς αγωγούς με ολική πλήρωση.\*

Διάμετρος D (m)	Ταχύτητα $V_0$ (m/s)				
	0.5	1.0	2.0	3.0	6.0
0.2	0.0134	0.0134	0.0133	0.0133	0.0133
0.5	0.0135	0.0135	0.0135	0.0134	0.0135
1.0	0.0138	0.0137	0.0137	0.0137	0.0137
1.5	0.0140	0.0140	0.0139	0.0139	0.0139
2.0	0.0142	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141

\* Η εφαρμογή της σχέσης (4.19) δίνει  $n = 0.0137$ .

Η περίπου σταθερή τιμή του συντελεστή Manning  $n$ , για δεδομένη τραχύτητα και για μεγάλο εύρος διακύμανσης των υδραυλικών χαρακτηριστικών, που καλύπτει σχεδόν κάθε περίπτωση αγωγού αποχέτευσης ομβρίων ή ακαθάρτων, δείχνει ακριβώς την καλή αντιστοιχία των σχέσεων Manning και Darcy - Weisbach. Οι μικροαποκλίσεις που διαπιστώνονται στον Πίνακα 4.1 είναι πολύ μικρότερες από

την αβεβαιότητα εκτίμησης του συντελεστή  $n$  σε πραγματικούς αγωγούς ακαθάρτων.<sup>5</sup>

#### 4.5 Συντελεστής τραχύτητας

Η ισοδύναμη τραχύτητα  $k_g$  και κατά συνέπεια οι συντελεστές τραχύτητας  $f$  και  $n$  επηρεάζονται, στην περίπτωση των αγωγών αποχέτευσης, εκτός από το υλικό των σωληνώσεων, και από ορισμένους πρόσθετους παράγοντες όπως από

- τους αρμούς των σωληνώσεων,
- τις πλευρικές συνδέσεις ιδιωτικών αποχετεύσεων,
- κακή ευθυγράμμιση των αγωγών, εξαιτίας είτε σφαλμάτων στην κατασκευή είτε διαφορικών καθιζήσεων,
- την ποσότητα και τις διαστάσεις των στερεών υλικών που μεταφέρονται από τα όμβρια ή τα λύματα,
- αποθέσεις των παραπάνω στερεών υλικών σε ορισμένες θέσεις των αγωγών,
- ρίζες δέντρων που διαπερνούν τις σωληνώσεις στις θέσεις των αρμών και των ιδιωτικών συνδέσεων, κ.α.

Τα αποτελέσματα ενός αριθμού πραγματικών μετρήσεων σε αγωγούς αποχέτευσης στις ΗΠΑ έδωσαν τιμές του συντελεστή τραχύτητας Manning  $n$  που κυμαίνονται από 0.011 μέχρι 0.016 για αγωγούς σε καλή κατάσταση, και φτάνουν μέχρι 0.020 για αγωγούς με κακή ευθυγράμμιση και αποθέσεις.

Οι Αμερικανικές ενώσεις WPCF & ASCE (1976) συνιστούν τιμές του  $n$  στα όρια 0.011 - 0.015 για τα συνήθη υλικά σωληνώσεων αποχέτευσης (σωλήνες από σκυρόδεμα, αμιαντοτσιμέντο, πλαστικοί ή αργιλοπυριτικοί). Για την επιλογή της τελικής τιμής θα πρέπει να συνεκτιμώνται και οι άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την τραχύτητα, όπως αναφέρθηκαν στην αρχή της ενότητας.

<sup>5</sup> Για τους παραπάνω λόγους, στις εφαρμογές αυτού του κειμένου χρησιμοποιείται αποκλειστικά η σχέση του Manning.

Οι Greely κ.α. (1969) συνιστούν την τιμή  $n = 0.015$  για κάλυψη όλων των υδραυλικών απωλειών στις σωληνώσεις, και την τιμή  $n = 0.013$  εάν υπολογίζονται ξεχωριστά οι τοπικές απώλειες στα φρεάτια, τις καμπύλες και τους κόμβους<sup>6</sup> Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν, σύμφωνα με τη σχέση (4.19), σε ισοδύναμη τραχύτητα  $k_g = 3.5$  και  $1.5$  mm αντίστοιχα.

Όπως θα φανεί παρακάτω (ενότητα 4.6) οι μετρήσεις σε κυκλικούς αγωγούς εξακρίβωσαν μια όχι αμελητέα μεταβολή του  $n$  με το βάθος ροής. Οι παραπάνω τιμές του  $n$  θεωρείται ότι αντιστοιχούν σε ολική πλήρωση του αγωγού.

Μια λεπτομερέστατη ανάλυση των παραγόντων που επηρεάζουν την τραχύτητα σε υπονόμους και του βαθμού επηρεασμού τους, βασισμένη σε μετρήσεις χρησιμοποιημένων αγωγών, δίνει ο Henderson (1984).

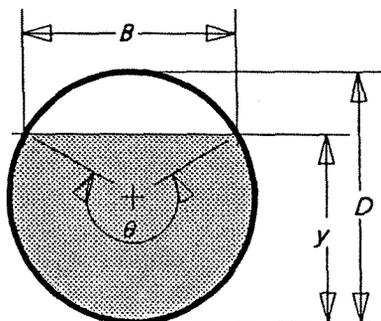
## 4.6 Υπολογισμοί ομοιόμορφης ροής σε σωλήνες κυκλικής διατομής

Στην ενότητα αυτή δίνονται οι αναλυτικές σχέσεις και οι αλγόριθμοι που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο αγωγών κυκλικής διατομής, με ελεύθερη επιφάνεια. Η κυκλική διατομή εφαρμόζεται σχεδόν αποκλειστικά σε τυπικά δίκτυα ομβρίων και ακαθάρτων, όταν χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένοι σωλήνες. Γενικά χρησιμοποιείται ο τύπος του Manning, που έχει το πλεονέκτημα να δίνει αδιαστατοποιημένες σχέσεις, ανεξάρτητες της διαμέτρου και των χαρακτηριστικών της ροής για μερική πλήρωση του αγωγού, πράγμα που δεν συμβαίνει με άλλους τύπους (π.χ. Darcy-Weisbach, Kutter).

Στο Σχήμα 4.2 δίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ροής σε κυκλικό αγωγό με μερική πλήρωση και στον Πίνακα 4.2 δίνονται οι σχέσεις που τα συνδέουν.

---

<sup>6</sup> Αυτή η σύσταση έχει υιοθετηθεί και στις εφαρμογές αυτού του κειμένου.



Σχήμα 4.2 Γεωμετρία ροής σε αγωγό κυκλικής διατομής με μερική πλήρωση

Πίνακας 4.2 Σχέσεις γεωμετρικών χαρακτηριστικών ροής σε αγωγό κυκλικής διατομής με μερική πλήρωση

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	Μερική πλήρωση ( $y < D$ )	Ολική πλήρωση ( $y = y_0 = D$ )
Λόγος πλήρωσης, $y/D$	$\frac{y}{D} = \frac{1 - \cos(\theta/2)}{2}$	$\frac{y_0}{D} = 1$
Γωνία, $\theta$	$\theta = 2 \arccos(1 - 2y/D)$	$\theta_0 = 2\pi$
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 ελεύθ. επιφ., $B$	$B = D \sin(\theta/2) = 2\sqrt{y(D-y)}$	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

Με εφαρμογή του τύπου του Manning για ομοιόμορφη ροή ( $i = J$ ), θεωρώντας ότι οι συντελεστές τραχύτητας για μερική και ολική πλήρωση είναι  $n$  και  $n_0$  αντίστοιχα, παίρνουμε τις ακόλουθες σχέσεις για ροή σε κυκλικό αγωγό

$$V = \frac{1}{n} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)^{2/3} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} J^{1/2} \quad (4.20)$$

$$V_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} J^{1/2} \quad (4.21)$$

$$\frac{V}{V_0} = \frac{n_0}{n} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{2/3} \quad (4.22)$$

$$Q = \frac{1}{2 \cdot 4^{5/3}} \frac{1}{n} \theta \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3} D^{8/3} J^{1/2} \quad (4.23)$$

$$Q_0 = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{1}{n_0} D^{8/3} J^{1/2} \quad (4.24)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{n_0}{n} \frac{\theta}{2\pi} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3} \quad (4.25)$$

Οι λόγοι  $V/V_0$  και  $Q/Q_0$ , όπως δίνονται από τις σχέσεις (4.22) και (4.25) είναι ανεξάρτητοι της διαμέτρου  $D$  και της κλίσης  $J$  και εξαρτώνται από τη γωνία  $\theta$ , ή ισοδύναμα από το λόγο πλήρωσης  $y/D$ , καθώς και από το λόγο των συντελεστών τραχύτητας για μερική και ολική πλήρωση,  $n/n_0$ .

Σε πρώτη προσέγγιση μπορεί να θεωρηθεί ότι ο συντελεστής τραχύτητας είναι σταθερός, ανεξάρτητος του βάθους ροής  $y$ , δηλαδή  $n/n_0 = 1$ . Ωστόσο, συστηματικές μετρήσεις των Wilcox (για διάμετρο 20 cm), Yarnell & Woodward (για διαμέτρους 10-30 cm) και Johnson (για μεγάλες διαμέτρους και μικρά βάθη ροής), (βλ. Fair κ.α, 1954, WPCF & ASCE, 1976, Greenley κ.α, 1969) έδειξαν ότι ο συντελεστής  $n$  σε συνθήκες μερικής πλήρωσης είναι μεγαλύτερος, μέχρι και 28%, από τον αντίστοιχο συντελεστή  $n_0$  που αντιστοιχεί σε ολική πλήρωση. Η μεταβολή του λόγου  $n/n_0$  συναρτήσει του λόγου πλήρωσης φαίνεται στο Σχήμα 4.3.

Από νομογράφημα των WPCF & ASCE (1976) βασισμένο σε 824 πειράματα, το οποίο δίνεται και σε πινακοποιημένη μορφή από τους Fair κ.α (1954), καταρτίσαμε τις ακόλουθες προσεγγιστικές σχέσεις, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις αριθμητικές εφαρμογές αντί της σχετικής καμπύλης του Σχήματος 4.3:

$$n/n_0 = 1 + 0.62(y/D)^{0.4}(1-y/D)^{0.9} \quad (4.26)$$

$$n/n_0 = 1 + 2.31(\theta/2\pi)^{1.2}(1-\theta/2\pi)^2 \quad (4.27)$$

Ας σημειωθεί ότι οι παραπάνω σχέσεις δεν είναι πλήρως ισοδύναμες, αλλά αποτελούν εξίσου καλές προσεγγίσεις, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικά κατά περίπτωση.

Στο Σχήμα 4.3 έχουν απεικονιστεί επίσης τα μεγέθη  $V/V_0$  και  $Q/Q_0$  συναρτήσει του  $y/D$ . Με συνεχείς γραμμές έχουν χαρακτηί οι καμπύλες που αντιστοιχούν σε μεταβλητό  $n$ , ενώ οι αντίστοιχες για σταθερό  $n$  έχουν σχεδιαστεί διακεκομμένες. Παρατηρούμε ότι για δεδομένα χαρακτηριστικά  $n_0$ ,  $D$ ,  $J$ , (ήρα δεδομένο  $Q_0$ ) τα μέγιστα της παροχής και της ταχύτητας δεν εμφανίζονται όταν το βάθος είναι μέγιστο ( $y = D$ ), αλλά στις θέσεις  $y/D = 0.94$  και  $y/D = 0.81$  αντίστοιχα για σταθερό  $n$  και στις θέσεις  $y/D = 0.97$  και  $y/D = 0.94$  αντίστοιχα για μεταβλητό  $n$ .

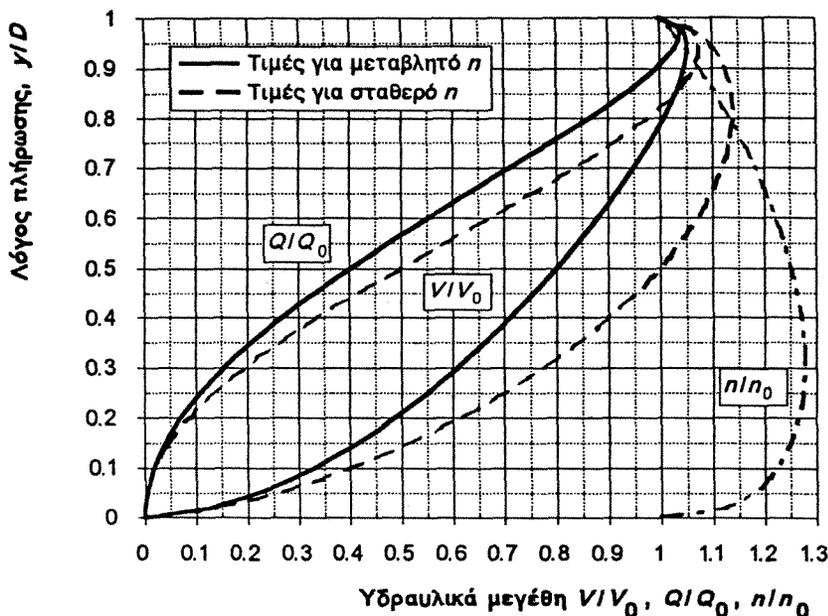
Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η μεταβολή του  $n$  με το βάθος ροής δεν οφείλεται σε σφάλμα της σχέσης του Manning, που, αν ήταν έτσι, θα μπορούσε να αναιρεθεί με τη χρησιμοποίηση της ακριβέστερης σχέσης Darcy-Weisbach με υπολογισμό του  $f$  κατά Colebrook-White.<sup>7</sup> Αντίθετα πρέπει να αποδοθεί στη μεταβολή του γεωμετρικού σχήματος της βρεχόμενης διατομής του αγωγού σε συνθήκες μερικής πλήρωσης. Κατά συνέπεια, ακόμα και αν εφαρμόζεται ο τύπος Darcy-Weisbach, στην περίπτωση της ροής με μερική πλήρωση θα πρέπει να γίνεται αντιστοιχη διορθωτική διαδικασία της ισοδύναμης τραχύτητας  $k_g$  με το βάθος ροής και συνακόλουθα του συντελεστή  $f$ . Πρόσφατα πειράματα σε χρησιμοποιημένους αγωγούς αποχέτευσης (Henderson, 1984) επιβεβαίωσαν τη μεταβολή του  $k_g$ , του οποίου η μέγιστη τιμή παρατηρείται για ποσοστά πλήρωσης 20% - 40%. Σχετικό νομογράφημα για τη διόρθωση του  $f$  δίνεται π.χ. από τις WPCF & ASCE (1976).

Οι ελληνικές προδιαγραφές δεν κάνουν μνεία του ζητήματος της μεταβολής της τραχύτητας με το βάθος και έτσι ο μελετητής είναι υπεύθυνος να αποφασίσει αν θα δεχτεί σταθερή ή μεταβλητή τραχύ-

<sup>7</sup> Αυτό μπορεί να διαπιστωθεί εύκολα: για  $y/D = 0.5$  προκύπτει  $R = R_0 = D/4$  (Πίνακας 4.2), οπότε και  $k_g/4R = k_g/4R_0$ . Εξ άλλου με συνδυασμό των (4.11)

και (4.12) προκύπτει  $Re\sqrt{f} = (2g/ν)^{1/2}(4R)^{3/2} = Re_0\sqrt{f_0}$ . Κατά συνέπεια, εφαρμόζοντας τη σχέση (4.13) θα προκύψει  $f = f_0$  και από την (4.11)  $V = V_0$ . Το αποτέλεσμα αυτό είναι ίδιο με αυτό της σχέσης Manning για σταθερό  $n$  (σχέση (4.22) με  $n/n_0 = 1$ ), και προφανώς δεν εξηγεί την πειραματικά προσδιορισμένη τιμή  $V/V_0 = 0.8$  (Σχήμα 4.3).

τητα. Στο παρελθόν οι μελέτες βασιζονταν σε σταθερό συντελεστή τραχύτητας. Σήμερα τα νεότερα πειραματικά δεδομένα και η απαίτηση για μεγαλύτερη ασφάλεια στο σχεδιασμό οδηγούν στην αποδοχή μεταβλητού συντελεστή, πράγμα που έχει υιοθετηθεί και σε αυτό το κείμενο.



Σχήμα 4.3 Μεταβολή των υδραυλικών μεγεθών ροής με ελεύθερη επιφάνεια σε κυκλικούς αγωγούς συναρτήσει του λόγου πλήρωσης  $y/D$ .

Σημειώνεται ότι η Γερμανική ATV (1982a) δίνει διαφορετικές από τις παραπάνω σχέσεις υπολογισμού που στηρίζονται στη διόρθωση της βρεχόμενης περιμέτρου, αντί του συντελεστή Manning. Μπορεί όμως να αποδειχτεί ότι οι σχέσεις και τα νομογραφήματα της ATV ανάγονται σε ένα σύστημα σχέσεων όμοιων με τις παραπάνω, με τη διαφορά ότι οι εκθέτες στις (4.22) και (4.25) είναι 0.625 και 1.667 αντίστοιχα, ενώ οι (4.26) και (4.27) αντικαθίστανται από την ακόλουθη σχέση, η οποία προσεγγίζει αλλά προφανώς δεν συμπίπτει με την (4.26) (ή την (4.27)) και τη σχετική καμπύλη του Σχήματος 4.3:

$$\frac{n}{n_0} = \left\{ 1 + \left[ \frac{20}{3} \left( \frac{y}{D} - 0.5 \right)^3 + \frac{1}{3} \left( \frac{y}{D} - 0.5 \right) \right] \frac{\sin(\theta/2)}{\theta/2} \right\}^{0.625} \quad (4.28)$$

Η τελευταία ισχύει για  $y/D > 0.5$ , ενώ για μικρότερες τιμές θεωρείται  $n/n_0 = 1$ .

Σε σχέση με τα υπολογιστικά προβλήματα που εμφανίζονται διακρίνουμε τις ακόλουθες περιπτώσεις (υποτίθεται ότι είναι γνωστή η κλίση του αγωγού  $J$ ).

1. *Γνωστά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά  $y, D$ . Άγνωστα τα χαρακτηριστικά ροής  $V, Q$ .*  
Με εφαρμογή του τύπου του Manning και των σχέσεων του Πίνακα 4.2 υπολογίζονται άμεσα τα άγνωστα μεγέθη. Το Σχήμα 4.3 μπορεί χρησιμοποιηθεί για γραφική επίλυση.
2. *Γνωστός ο λόγος πλήρωσης  $y/D$  και η παροχή  $Q$ . Άγνωστη η διάμετρος  $D$  (πρόβλημα διαστασιολόγησης).*  
Από το γνωστό  $y/D$  υπολογίζεται άμεσα η γωνία  $\theta$  και ο λόγος  $n/n_0$ , ενώ από την (4.25) υπολογίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης  $Q_0$ . Το ίδιο μπορεί να γίνει και με τη χρήση του Σχήματος 4.3. Τέλος από την (4.24) υπολογίζεται η διάμετρος  $D$ , που στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη διάμετρο εμπορίου.
3. *Γνωστή η παροχή  $Q$  και η διάμετρος  $D$ . Άγνωστα τα  $y, V$  (έλεγχος λόγου πλήρωσης).*  
Από τη σχέση (4.24) προκύπτει η παροχή  $Q_0$  για ολική πλήρωση. Στη συνέχεια επιλύεται η (4.25) ως προς  $\theta$  και από την αντίστοιχη σχέση του Πίνακα 4.2 υπολογίζεται το  $y/D$ . Η ταχύτητα προκύπτει από την (4.20) ή με συνδυασμό των (4.21) και (4.22). Επισημαίνεται ότι η (4.25) λύνεται μόνο αριθμητικά ως προς  $\theta$ . Συνιστάται η γενική επαναληπτική μέθοδος, με χρησιμοποίηση της ακόλουθης εξίσωσης, που είναι συνέπεια της (4.25):

$$\theta = \left[ \theta + \sin \theta + \left( 2\pi \frac{Q}{Q_0} \frac{n}{n_0} \right)^{0.6} \theta^{0.4} \right] / 2 \quad (4.29)$$

όπου ως αρχική τιμή θέτουμε το  $\theta_0 = \pi$  και οι επαναλήψεις συνεχίζουν μέχρι να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια. Το  $n/n_0$ , σε κάθε βήμα της γενικής επαναληπτικής μεθόδου, υπολογίζεται από την (4.27). Αν επιλεγεί η γραφική μέθοδος επίλυσης, τότε μπορεί από το Σχήμα 4.3 να υπολογιστεί άμεσα ο λόγος  $y/D$ , χωρίς να μεσολαβήσει ο υπολογισμός της γωνίας  $\theta$ .

#### Εφαρμογή 4.6

Να διαστασιολογηθεί αγωγός ακαθάρτων κυκλικής διατομής, με παροχή 300 l/s με κλίση 0.5%, σε τρόπο ώστε το ποσοστό πλήρωσης να μην υπερβαίνει το 70%.

**Λύση:** Θα δεχτούμε μεταβλητό συντελεστή τραχύτητας με  $n_0 = 0.015$ . Από την (4.26), για  $y/D = 0.7$  παίρνουμε,  $n/n_0 = 1.18$ . Η γωνία  $\theta = 2 \arccos(1 - 2 \cdot 0.7) = 3.965$  rad, οπότε από την (4.25) προκύπτει  $Q/Q_0 = (1/1.18) \cdot (3.965/6.28) \cdot (1 - \sin 3.965/3.965)^{5/3} = 0.710$ . Το ίδιο αποτέλεσμα προκύπτει άμεσα και από το Σχήμα 4.3, για  $y/D = 0.7$ .

Κατά συνέπεια  $Q_0 = 300/0.710 = 423$  l/s =  $0.423$  m<sup>3</sup>/s. Από την (4.24) έχουμε  $0.423 = (3.14/4^{5/3}) \cdot (1/0.015) \cdot D^{8/3} \cdot 0.005^{1/2}$ , ή  $0.423 = 1.469 D^{8/3}$ , ή  $D = 0.627$  m. Επιλέγουμε διάμετρο εμπορίου  $\Phi$  70 cm.

Η παραδοχή σταθερού συντελεστή τραχύτητας θα έδινε  $Q/Q_0 = 0.838$  και  $Q_0 = 358$  l/s =  $0.358$  m<sup>3</sup>/s. Θα προέκυπτε τότε  $0.358 = 1.469 D^{8/3}$  ή  $D = 0.589$  m και θα αρκούσε η διάμετρος εμπορίου  $\Phi$  60 cm.

Θα υπολογίσουμε τώρα τα χαρακτηριστικά ροής για τη διάμετρο  $\Phi$  70 cm (πρόβλημα 3). Από την (4.24) έχουμε  $Q_0 = (3.14/4^{5/3}) \cdot (1/0.015) \cdot 0.70^{8/3} \cdot 0.005^{1/2} = 0.568$  m<sup>3</sup>/s και  $Q/Q_0 = 0.300/0.568 = 0.529$ . Χρησιμοποιούμε τώρα τις (4.29) και (4.27) προκειμένου να υπολογίσουμε τη γωνία  $\theta$ , κάνοντας τις επαναλήψεις που φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα

παλιά τιμή $\theta$	$n/n_0$ *	νέα τιμή $\theta$ **
3.142	1.250	3.430
3.430	1.230	3.478
3.478	1.226	3.487
3.487	1.226	3.489
3.489	1.226	3.489

\* από (4.27)

\*\* από (4.29)

Άρα  $\theta = 3.489$  rad και  $y/D = (1/2) \cdot (1 - \cos(\theta/2)) = 0.586$ . Την ίδια τιμή βρίσκουμε και γραφικά από το Σχήμα 4.3. Κατά συνέπεια το βάθος της ροής είναι  $y = 0.586 \cdot 0.70 = 0.41$  m.

Για τον υπολογισμό της ταχύτητας έχουμε  $V_0 = (1/0.015) * (0.70/4)^{2/3} * 0.005^{1/2} = 1.48$  m/s (Εξ. 4.21) και  $V/V_0 = (1/1.226) * (1 - \sin 3.489/3.489)^{2/3} = 0.868$  (Εξ. 4.22). Άρα  $V = 1.48 * 0.868 = 1.28$  m/s.

Σημειώνεται ότι υπάρχουν ορισμένες απαιτήσεις για το μέγεθος της ταχύτητας, οι οποίες θα αναλυθούν σε επόμενες ενότητες.

## 4.7 Υπολογισμός ομοιόμορφης ροής σε μη κυκλικές διατομές

Ορισμένοι συλλεκτήρες ομβρίων ή ακαθάρτων σημαντικής διατομής κατασκευάζονται με διατομές όχι κυκλικές. Επίσης παλιότεροι αγωγοί, ιδίως σε παντοροϊκά δίκτυα, έχουν μη κυκλικά σχήματα. Η πιο συνηθισμένη από τις μη κυκλικές διατομές είναι η κλειστή ορθογωνική διατομή, ενώ χρησιμοποιούνται και διατομές όπως η ωοειδής και πεταλοειδής (βλ. Σχ. 4.4). Η ωοειδής διατομή και γενικότερα οι διατομές με σχήμα πυθμένα που πλησιάζει το V υπερέχουν υδραυλικά, δεδομένου ότι εξασφαλίζουν αρκετά μεγάλες ταχύτητες και για μικρά βάθη ροής. Αντίθετα ο πεπλατυσμένος πυθμένας, όπως αυτός της πεταλοειδούς διατομής, είναι μειονέκτημα από υδραυλική άποψη, γιατί οδηγεί σε πολύ μικρές ταχύτητες για μικρά βάθη (το πρόβλημα των μικρών ταχυτήτων αναλύεται στις ενότητες 4.11 και 4.12). Η χρήση τέτοιων πεπλατυσμένων διατομών, όπου γίνεται, επιβάλλεται μόνο από στατικούς και κατασκευαστικούς λόγους.

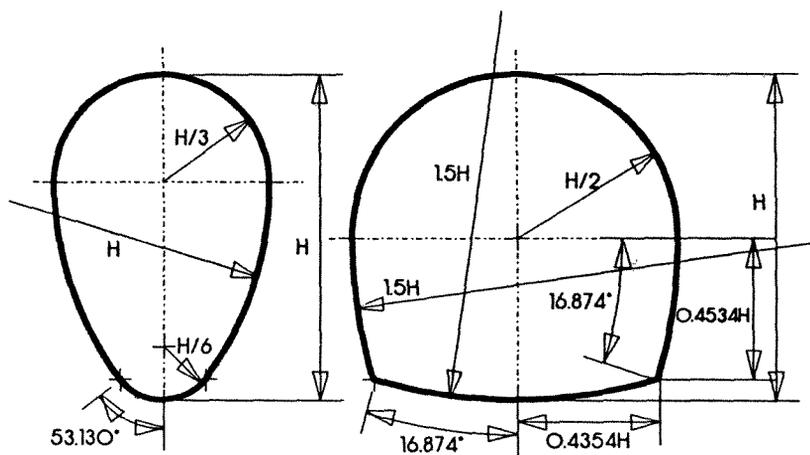
Είναι προφανές ότι για αυτές τις διατομές δεν ισχύουν οι σχέσεις και τα διαγράμματα της προηγούμενης ενότητας. Η αναλυτική πορεία όμως που ακολουθήθηκε για την κατάρτισή τους, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και εδώ για την κατάρτιση ανάλογων σχέσεων ή διαγραμμάτων. Νομογραφήματα ανάλογα με το Σχήμα 4.3 για ωοειδείς και πεταλοειδείς διατομές δίνονται π.χ. από τη Metcalf & Eddy (1981).

Ειδικότερα για την ορθογωνική διατομή, που είναι η απλούστερη περίπτωση, τα γεωμετρικά δεδομένα δίνονται από τις σχέσεις  $A = by$  και  $R = by / (b+2y)$ , όπου  $b$  το πλάτος του αγωγού, οπότε

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(by)^{5/3}}{(b+2y)^{2/3}} J^{1/2} \quad (4.30)$$

Ο υπολογισμός του ομοιόμορφου βάθους  $y$ , όταν είναι γνωστά τα υπόλοιπα στοιχεία, μπορεί να γίνει με τη γενική επαναληπτική μέθοδο, με βάση την ακόλουθη σχέση, συνέπεια της (4.30)

$$y = \frac{1}{b} \left( \frac{nQ}{j^{1/2}} \right) (b+2y)^{2/5} \quad (4.31)$$



Σχήμα 4.4 Τυπική ωοειδής και τυπική πεταλοειδής διατομή για υπονόμους.

## 4.8 Ελάχιστες διαμέτροι

Οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) επιβάλλουν τη χρήση εσωτερικών διαμέτρων κατ' ελάχιστο 20 cm για αγωγούς ακαθάρτων κυκλικής διατομής και 40 cm για αγωγούς ομβρίων. Μικρότερες διαμέτροι δημιουργούν κινδύνους εμφράξεων. Για ωοειδείς διατομές ως ελάχιστη ορίζεται η διατομή 60/90 cm.

## 4.9 Μέγιστα ποσοστά πλήρωσης

Όπως αναφέρθηκε ήδη στην ενότητα 4.2 στην Ελλάδα οι αγωγοί αποχέτευσης σχεδιάζονται ως αγωγοί με ελεύθερη επιφάνεια. Οι ελλη-

νικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) ορίζουν μάλιστα και τα μέγιστα επιτρεπόμενα ποσοστά πλήρωσης, που δίνονται στον Πίνακα 4.3.

**Πίνακας 4.3** Μέγιστη επιτρεπόμενη πλήρωση αγωγών αποχέτευσης κυκλικής διατομής

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 παροχευτικότητα, γενικά	0.80

Με τη χρήση των ποσοστών πλήρωσης αυτών επιτυγχάνεται ικανοποιητικός αερισμός (βλ. και Κεφάλαιο 6) και εξασφαλίζεται η σταθερότητα της ροής. Πράγματι, από το Σχήμα 4.3 προκύπτει ότι για  $y/D \leq 0.80$  αποφεύγεται η λειτουργία του αγωγού στην ανώτερη περιοχή, στην οποία για την ίδια παροχή αντιστοιχούν δύο διαφορετικές τιμές του ομοιόμορφου βάθους ροής.

Τα ποσοστά πλήρωσης του Πίνακα 4.3 χρησιμοποιούνται συνήθως και για μη κυκλικές, γεωμετρικά κλειστές διατομές.

#### 4.10 Μέγιστες ταχύτητες

Ο περιορισμός των ταχυτήτων κάτω από ορισμένα μέγιστα όρια έχει σκοπό την αποφυγή διαβρώσεων των πυθμένων των αγωγών αλλά και τον περιορισμό του εύρους διακύμανσης της ταχύτητας, με σκοπό την αποφυγή ασταθειών ροής σε περιπτώσεις απότομων αλλαγών της. Η διαβρωτική ικανότητα της ροής εξαρτάται από το μέγεθος και την ποσότητα των στερεών υλικών που μεταφέρονται από το ρευστό. Έτσι το καθαρό νερό μπορεί να ρέει με μεγάλες ταχύτητες της τάξης των 12 m/s, χωρίς να προκαλεί διάβρωση σε επιμελώς επενδυμένους αγωγούς από σκυρόδεμα. Στους αγωγούς αποχέτευσης όμως, λόγω της στερεοπαροχής, εμφανίζεται διάβρωση ακόμα και για πολύ μικρότερες ταχύτητες.

Στη διεθνή βιβλιογραφία ασφαλής θεωρείται η ταχύτητα των 3.0 m/s, που δεν προκαλεί διάβρωση σε συνήθη υλικά κατασκευής υπονόμων. Οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) καθορίζουν ως μέγιστη την ταχύτητα των 6.0 m/s. Η μελετητική εμπειρία πάντως δείχνει ότι για τα δίκτυα ακαθάρτων στα οποία η ροή είναι συνεχής, θα πρέπει να τηρείται μέγιστη ταχύτητα κάτω από 3.0 m/s, πράγμα που συνήθως είναι επιτεύξιμο χωρίς απαίτηση ειδικών τεχνικών έργων (αναβαθμοί ή φρεάτια πτώσης). Για τα δίκτυα ομβρίων, στα οποία η ροή είναι έντονα διαλείπουσα, μπορεί να γίνει αποδεκτή μεγαλύτερη ταχύτητα, όπως αυτή των ελληνικών προδιαγραφών (6.0 m/s), γιατί θα ήταν πολύ αντικοινωνική η τήρηση μικρότερων ταχυτήτων. Πάντως σε κάθε περίπτωση που η ταχύτητα υπερβαίνει τα 3.0 m/s χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στους υδραυλικούς υπολογισμούς, οι οποίοι πρέπει να γίνονται με κάθε λεπτομέρεια (βλ. ενότητα 4.16 και αντίστοιχες εφαρμογές)

Σημειώνεται ότι η ρύθμιση της ταχύτητας γίνεται με την επιλογή της κατάλληλης κλίσης του αγωγού.

#### Εφαρμογή 4.10

Να διαστασιολογηθεί αγωγός ακαθάρτων για παροχή 1.5 m<sup>3</sup>/s και κλίση 5%

**Λύση:** Εστω  $D > 60$  cm, οπότε  $(y/D)_{\max} = 0.70$ , και  $Q/Q_0 = 0.71$ , άρα  $Q_0 = 1.5/0.71 = 2.11$  m<sup>3</sup>/s. Από τη σχέση (4.24) προκύπτει  $D = [2.11 * 4^{5/3} * 0.015 / (3.14 * 0.05^{1/2})]^{3/8} = 0.744$  m, οπότε επιλέγουμε διάμετρο εμπορίου  $D = 80$  cm ( $> 60$  cm). Σημειώνεται ότι, αν δεν προέκυπτε  $D > 0.60$  m, θα επαναλαμβάναμε την παραπάνω διαδικασία για μικρότερο  $y/D$ .

Τότε είναι  $Q_0 = 2.11 * (0.8/0.744)^{8/3} = 2.56$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 1.5/2.56 = 0.59$ ,  $y/D = 0.62$  ( $< 0.70$ ),  $V/V_0 = 0.91$ ,  $V_0 = (1/0.015) * (0.8/4)^{2/3} * 0.05^{1/2} = 5.10$  m/s, και  $V = 0.91 * 5.10 = 4.64$  m/s ( $< 6.00$  m/s).

Ο παραπάνω σχεδιασμός είναι ικανοποιητικός αν δεχτούμε ως μέγιστη ταχύτητα τα 6.00 m/s. Όμως για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω είναι σκόπιμο να δεχτούμε  $V_{\max} = 3.00$  m/s. Σε αυτή την περίπτωση, ο μόνος τρόπος για να περιορίσουμε την ταχύτητα στα 3.00 m/s είναι να μικρύνουμε την κλίση του αγωγού, κατασκευάζοντας τη χάραξη του βαθμιδωτή (με φρεάτια πτώσης). Βεβαίως αυτό θα έχει συνέπεια την επαύξηση της διατομής του αγωγού.

Εστω  $V = 3.00$  m/s και ζητούμε την κατάλληλη διάμετρο  $D$  και την κλίση του αγωγού  $J$ . Θεωρούμε και πάλι  $y/D = 0.70$ , οπότε  $Q/Q_0$

$= 0.71$  και  $V/V_0 = 0.95$ , άρα  $Q_0 = 2.11 \text{ m}^3/\text{s}$  (όπως και πιο πάνω) και  $V_0 = 3.00 / 0.95 = 3.16 \text{ m/s}$ . Η απαιτούμενη διατομή είναι  $A_0 = 2.11 / 3.16 = 0.668 \text{ m}^2$ , που αντιστοιχεί σε διάμετρο  $D = 0.92 \text{ m}$ . Η απαιτούμενη κλίση προκύπτει για τις παραπάνω συνθήκες ροής από την εξίσωση του Manning με τη μορφή της (4.17):  $J = 0.015^2 * 3.16^2 / (0.92/4)^{4/3} = 0.0159$  ή 1.59%.

Στην πραγματικότητα θα επιλέξουμε τη διάμετρο εμπορίου  $D = 100 \text{ cm}$ . Η αύξηση της διαμέτρου δημιουργεί ένα μικρό περιθώριο για αύξηση της κλίσης, το οποίο μπορούμε να εκμεταλλευτούμε. Ο ακριβής προσδιορισμός της κλίσης, με εκμετάλλευση και αυτού του περιθωρίου γίνεται με δοκιμές, όπως φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί, όπου καταλήγουμε σε κλίση 1.65%. Οι υπολογισμοί των  $V_0$  και  $Q_0$  γίνονται με τη βοήθεια των σχέσεων:  $V_0 = (1/n_0) (D/4)^{2/3} J^{1/2} = (1/0.015) (1.0/4)^{2/3} J^{1/2} = 26.46 J^{1/2}$ , και  $Q_0 = (\pi D^2/4) V_0 = 0.785 V_0$ .

$J$ (%)	$V_0$ (m/s)	$Q_0$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q/Q_0$	$y/D$	$V/V_0$	$V$ (m/s)
1.59	3.33	2.61	0.573	0.615	0.888	2.96
1.62	3.37	2.64	0.567	0.610	0.886	2.98
1.65	3.40	2.67	0.562	0.608	0.884	3.00

#### 4.11 Ελάχιστες ταχύτητες (ταχύτητες αυτοκαθαρισμού)

Η εμφάνιση πολύ μικρών ταχυτήτων στη ροή στους υπονόμους έχει αποτέλεσμα την καθίζηση στερεών υλικών στον πυθμένα και την προοδευτική δημιουργία αποθέσεων στους αγωγούς. Για το λόγο αυτό είναι σκόπιμο η ταχύτητα να υπερβαίνει κάποιο ελάχιστο όριο.

Είναι γνωστό ότι η μετακίνηση ή η παραμονή των στερεών κόκκων στον πυθμένα ενός αγωγού εξαρτάται από τη συρτική τάση στο όριο του αγωγού. Οι έρευνες του Shields έδειξαν (βλ. Ξανθόπουλος, 1990) ότι οι στερεοί κόκκοι δεν παραμένουν στον πυθμένα, εφόσον η συρτική τάση είναι μεγαλύτερη από την οριακή τιμή της που δίνεται από τη σχέση

$$\tau_{mc} = \beta g (\rho_s - \rho) d_s \quad (4.32)$$

όπου  $d_s$  η χαρακτηριστική διάσταση του κόκκου,  $\rho_s$  η πυκνότητά του,  $\rho$  η πυκνότητα του ρευστού,  $g$  η επιτάχυνση βαρύτητας και  $\beta$  χαρακτηριστική αδιάστατη παράμετρος του Shields, με τιμή 0.06 για συνθήκες πλήρως τραχείας ροής (δηλαδή για  $Re_* = u_* d_s / \nu > 11.6$ , όπου  $u_* = (\tau_{mc}/\rho)^{1/2}$ ). Σε προβλήματα ροής σε υπονόμους χρησιμοποιείται η τιμή  $\beta = 0.04$ , που θεωρείται ότι αντιστοιχεί στο ξεκίνημα της απόπλυσης του πυθμένα του αγωγού, ενώ για την εξασφάλιση πλήρους καθαρισμού σε αγωγό που έχει δημιουργηθεί απόθεση χρησιμοποιείται μια τιμή 20 φορές μεγαλύτερη δηλαδή  $\beta = 0.8$ .

Για δεδομένα χαρακτηριστικά ροής  $R$  και  $i$  η συρτική τάση στον πυθμένα, δίνεται από τη σχέση

$$\tau_m = \rho g R i \quad (4.33)$$

Για να υπάρχουν συνθήκες αυτοκαθαρισμού θα πρέπει  $\tau_m \geq \tau_{mc}$ , ή στην οριακή περίπτωση  $\tau_m = \tau_{mc}$ , οπότε με συνδυασμό των (4.32) και (4.33) προκύπτει ότι

$$R i = \frac{\beta \rho_s - \rho}{\rho} d_s \quad (4.34)$$

Η τελευταία, σε συνδυασμό με την εξίσωση του Chezy (4.7), δίνει την ελάχιστη ταχύτητα

$$V_{\min} = C \sqrt{\frac{\beta \rho_s - \rho}{\rho} d_s} \quad (4.35)$$

Εφόσον χρησιμοποιείται η σχέση του Manning, ο συντελεστής  $C$  δίνεται από την (4.14) και η (4.35) γίνεται

$$V_{\min} = \frac{R^{1/6}}{n} \sqrt{\frac{\beta \rho_s - \rho}{\rho} d_s} \quad (4.36)$$

Αντίστοιχα, εφόσον χρησιμοποιείται η σχέση του Darcy-Weisbach, ο συντελεστής του Chezy είναι  $C = (8g/f)^{1/2}$ , οπότε

$$V_{\min} = \sqrt{\frac{8g}{f} \frac{\beta \rho_s - \rho}{\rho} d_s} \quad (4.37)$$

Τυπικές τιμές της ελάχιστης ταχύτητας εφαρμογής σε αγωγούς αποχέτευσης κυμαίνονται από 0.45 μέχρι 0.80 m/s, με συνηθέστερη τιμή 0.60 m/s.

Στα δίκτυα ακαθάρτων η ταχύτητα αυτοκαθαρισμού δεν θα πρέπει να επιτυγχάνεται μόνο όταν η παροχή είναι ίση με την παροχή σχεδιασμού, αλλά και σε μικρότερες τιμές της παροχής. Θεωρείται συνήθως ικανοποιητικό να επιτυγχάνεται η ταχύτητα αυτοκαθαρισμού για τη μέση ταχύτητα στην αρχή της περιόδου της λειτουργίας του δικτύου. Όμως αυτή η απαίτηση δεν είναι δυνατό να ικανοποιείται πάντοτε, ιδιαίτερα σε τριτεύοντες αγωγούς ακαθάρτων που λειτουργούν με πολύ μικρές παροχές, ακόμα και στην περίοδο αιχμής. Σε τέτοιες περιπτώσεις προβλέπεται περιοδική πλύση των αγωγών με κατασκευή κατάλληλων φρεατίων πλύσης, ή με άλλους τρόπους.

Λόγω των πρακτικών δυσκολιών επίτευξης ικανοποιητικών συνθηκών αυτοκαθαρισμού για όλες τις κυμαινόμενες συνθήκες ροής, αντί της απαίτησης της ελάχιστης ταχύτητας χρησιμοποιείται συχνά η απαίτηση της ελάχιστης κλίσης, που αναλύεται στην επόμενη ενότητα.

#### Εφαρμογή 4.11

Να υπολογιστούν οι ελάχιστες διαστάσεις κόκκων, (α) άμμου με  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$  και (β) οργανικού υλικού με  $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$ , που μετακινούνται (δεν καθιζάνουν) όταν η ταχύτητα είναι 0.60 m/s. Να θεωρηθεί  $f = 0.025$ .

**Λύση:** Από τη σχέση (4.37) παίρνουμε  $d_s = (f / 8g) (1 / \beta) [\rho / (\rho_s - \rho)] V^2 = [0.025 / (8 \cdot 9.81)] (1 / \beta) [\rho / (\rho_s - \rho)] 0.6^2 = 1.147 \cdot 10^{-4} (1 / \beta) [\rho / (\rho_s - \rho)]$ .

Για να μην υπάρχει απόθεση, θεωρούμε  $\beta = 0.04$  οπότε για την άμμο έχουμε  $d_s = 1.147 \cdot 10^{-4} \cdot (1 / 0.04) \cdot (1/1.65) = 1.70 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1.7 \text{ mm}$ .

Αντίστοιχα για τα οργανικά υλικά προκύπτει  $d_s = 14.3 \text{ mm}$ .

Για να υπάρχουν συνθήκες πλήρους αυτοκαθαρισμού θα θέσουμε  $\beta = 0.8$ , οπότε προκύπτει για την άμμο  $d_s = 0.09 \text{ mm}$  και για τα οργανικά υλικά  $d_s = 0.72 \text{ mm}$ .

## 4.12 Ελάχιστες κλίσεις

Κατά τη διαστασιολόγηση των αγωγών αποχέτευσης, κατά κανόνα ακολουθείται η κλίση του εδάφους, δηλαδή κάθε αγωγός τοποθετείται παράλληλα με τη μηκοτομή του οδοστρώματος. Αυτό όμως δεν είναι

δυνατό σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως όταν οι δρόμοι έχουν πολύ μικρές κλίσεις ή είναι πρακτικά οριζόντιοι, και ακόμα σε ορισμένες περιπτώσεις η χάραξη ακολουθεί κατεύθυνση αντίθετη με αυτή που επιβάλλει η κλίση του δρόμου. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις οι αγωγοί τοποθετούνται με την ελάχιστη κλίση, η οποία εξασφαλίζει ικανοποιητική ταχύτητα για αυτοκαθαρισμό. Εξ άλλου σε περίπτωση που η φυσική κλίση είναι πολύ απότομη, για να αποφευχθούν μεγάλες ταχύτητες ακολουθείται βαθμιδωτή χάραξη των αγωγών, με κλίση μικρότερη αυτής του οδοστρώματος.

Οι ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 696, 1974) συνιστούν οι ελάχιστες κλίσεις των αγωγών να καθορίζονται σε τρόπο ώστε η ταχύτητα που αντιστοιχεί στο 10% της παροχетеυτικότητας του αγωγού ( $Q/Q_0 = 0.10$ ) να υπερβαίνει τα 0.3 m/s, προκειμένου για αγωγούς ακαθάρτων ή τα 0.6 m/s για αγωγούς ομβρίων. Εύκολα μπορεί να βρεθεί ότι για  $Q/Q_0 = 0.10$  ισχύει  $V/V_0 = 0.54$ , για μεταβλητό συντελεστή ταχύτητας (ή  $V/V_0 = 0.64$  για σταθερό συντελεστή τραχύτητας), οπότε οι πιο πάνω ελάχιστες ταχύτητες αντιστοιχούν σε ταχύτητες πλήρωσης  $V_0 = 0.56$  m/s για αγωγούς ακαθάρτων και  $V_0 = 1.11$  m/s για αγωγούς ομβρίων. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τα Αμερικανικά πρότυπα η αντίστοιχη ταχύτητα είναι  $V_0 = 0.6$  m/s, χωρίς να γίνεται διάκριση στους αγωγούς ομβρίων ή ακαθάρτων (WPCF & ASCE, 1976). Με βάση τις παραπάνω ταχύτητες έχουν υπολογιστεί από τη σχέση (4.21) και δίνονται στον Πίνακα 4.4 οι ελάχιστες κλίσεις για τις συνήθεις διαμέτρους των αγωγών αποχέτευσης.

Θα πρέπει πάντως να τονιστεί ότι η εφαρμογή πολύ μικρών κλίσεων, π.χ. κάτω από 1 m/km θα πρέπει να αποφεύγεται, ακόμα και όταν αυτό επιτρέπεται από υδραυλική άποψη (π.χ. για αγωγούς ακαθάρτων με διαμέτρους μεγαλύτερες των 50 cm). Αλλιώς συναντώνται δυσκολίες στην υλοποίηση τέτοιων κλίσεων κατά την κατασκευή, ενώ αργότερα είναι δυνατό να υπάρξουν ακόμα μεγαλύτερα προβλήματα εξαιτίας διαφορικών καθιζήσεων. Γι' αυτό το λόγο στον Πίνακα 4.3, όπου προέκυψε κλίση μικρότερη από 1 m/km, έχει τεθεί σε παρένθεση και η κλίση 1.0 m/km και έχει υπολογιστεί και η αντίστοιχη παροχή για την κλίση αυτή.

Η διάκριση που επιβάλλουν οι ελληνικές προδιαγραφές στις ελάχιστες κλίσεις των αγωγών ομβρίων και ακαθάρτων είναι εύλογη,

δεδομένου ότι τα φερτά υλικά που μεταφέρονται από τα όμβρια είναι πιο ευμεγέθη και με μεγαλύτερο ειδικό βάρος.

**Πίνακας 4.4** Εφαρμοστές ελάχιστες κλίσεις για αγωγούς ακαθάρτων και ομβρίων

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 $V_0 = 0.6$ $\text{m/s}$ $n_0 = 0.015$ ) (m/km)
	Ελάχι- στη κλίση	Επιτρε- πόμενη πλήρωση	Αντίστοι- χη παροχή	Ελάχι- στη κλίση	Επιτρε- πόμενη πλήρωση	Αντίστοι- χη παροχή	
(cm)	(m/km)	( $y/D$ )	( $l/s$ )	(m/km)	( $y/D$ )	( $l/s$ )	
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

Τέλος σημειώνεται ότι η εφαρμογή των ελάχιστων κλίσεων δεν λύνει πάντα το πρόβλημα του αυτοκαθαρισμού των αγωγών, ιδίως σε τριτεύοντες αγωγούς ακαθάρτων, όπου θα πρέπει να προβλέπεται πλύση των αγωγών με άλλους τρόπους.

#### Εφαρμογή 4.12.α

Πόσο πληθυσμό μπορεί να εξυπηρετήσει κατ' ελάχιστο ένας αγωγός ακαθάρτων με την ελάχιστη διάμετρο; Να θεωρηθεί μέγιστη ημερήσια κατανάλωση ύδρευσης 300 l/κατ/ημ., ποσοστό εισόδου στο δίκτυο ακαθάρτων 80% και πρόσθετες εισροές 20% της παροχής αιχμής ακαθάρτων.

**Λύση:** Από τον Πίνακα 4.4 προκύπτει ότι η ελάχιστη διάμετρος  $D = 20$  cm με την ελάχιστη κλίση 3.8 m/km μεταφέρει 7.0 l/s. Η κατά κεφαλήν μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων είναι  $0.8 * 300$  l/κατ/ημ. = 240 l/κατ/ημ. = 0.00278 l/s/κατ.

Αν  $\Pi$  ο εξυπηρετούμενος πληθυσμός τότε η ολική μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων είναι  $Q_H = 0.00278 \Pi$  (l/s). Ο συντελεστής αιχμής είναι  $P = 1.5 + 2.5 / (0.00278 \Pi)^{1/2} \leq 3.0$ , και η παροχή σχεδιασμού  $Q = 1.2 * P * Q_H$  (l/s). Άρα  $1.2 P * Q_H = 7.0$  ή  $P * Q_H = 5.83$ .

Αν  $P = 3.0$  τότε  $Q_H = 1.94$  και  $\Pi = 700$  κάτοικοι (Πράγματι για  $Q_H = 1.94$  προκύπτει  $P = 3.30$ , άρα τίθεται  $P = 3.0$ ).

Κατά συνέπεια η ελάχιστη διάμετρος αγωγού ακαθάρτων μπορεί να εξυπηρετήσει, ακόμα και με τη μικρότερη κλίση, ένα αρκετά μεγάλο πληθυσμό 700 κατοίκων. Έτσι σε μικρούς οικισμούς, το σύνολο του δικτύου ακαθάρτων αποτελείται από αγωγούς με την ελάχιστη διάμετρο, ενώ και σε μεγάλες πόλεις στο μεγαλύτερο μήκος του δικτύου (δευτερεύοντες και τριτεύοντες αγωγοί) επαρκεί η ελάχιστη διάμετρος.

#### Εφαρμογή 4.12.β

Η χάραξη κεντρικού συλλεκτήρα ακαθάρτων περνάει από τα σημεία  $K$ ,  $A$ , και  $M$  με αποστάσεις  $(KA) = 100$  m και  $(AM) = 200$  m και υψόμετρα εδάφους  $z_K = z_A = +50$  m και  $z_M = +47$  m. Η παροχή σχεδιασμού του αγωγού είναι 250 l/s, ενιαία για όλο το μήκος ΚΑΜ. Η διάμετρος του αγωγού ανάντη του  $K$  είναι 60 cm. Το ελάχιστο βάθος είναι 2 m, μετρούμενο από την άντυγα του αγωγού. Ζητείται η διαστασιολόγηση και σκαρίφημα της μηκοτομής του αγωγού. Ο συντελεστής τραχύτητας  $n$  είναι 0.015.

**Λύση 1:** Στο τμήμα ΚΛ η κλίση του εδάφους είναι οριζόντια, επομένως ο αγωγός δεν μπορεί να είναι παράλληλος με το έδαφος. Έστω ότι θα τοποθετηθεί με την ελάχιστη επιτρεπόμενη κλίση. Από τον Πίνακα 4.4, για παροχή 250 l/s, προκύπτει ότι απαιτείται διάμετρος 90 cm, που με ελάχιστη κλίση 0.52 m/km, και για  $y/D = 0.7$ , μεταφέρει παροχή 253 l/s > 250 l/s. (Αν δεν χρησιμοποιούσαμε τον Πίνακα 4.4 θα χρειαζόνταν δοκιμές με διαφορετικές διαμέτρους). Τα βάθη επίχωσης στα Κ και Μ επιλέγονται ίσα με το ελάχιστο βάθος (200 m). Τα υψόμετρα της άντυνας στα Κ, Μ, Λ είναι αντίστοιχα 48.00 m, 45.00 m και  $48.00 - 100 * 0.00052 = 47.94$  m (έγινε στρογγύλευση σε cm προς τα κάτω). Το βάθος στο Λ είναι  $50 - 47.94 = 2.06$  m. Τελικά, μετά τη στρογγύλευση των υψομέτρων, οι εφαρμοστέες κλίσεις προκύπτουν:  $J_{ΚΛ} = (48.00 - 47.94) / 100 = 0.6 * 10^{-3}$  και  $J_{ΛΜ} = (47.94 - 45.00) / 200 = 14.7 * 10^{-3}$  (βλ. Σχήμα 4.5.α).

Η απαιτούμενη διάμετρος για το τμήμα ΛΜ, με πλήρωση  $y/D = 0.6$  ( $Q/Q_0 = 0.55$ ) είναι (Εξ. 4.24):  $D = [(0.250/0.55) * 4^{5/3} * 0.015 / (3.14 * 0.0147^{1/2})]^{3/8} = 0.526$  m, ή διάμετρος εμπορίου 60 cm. (Πράγματι για αυτή τη διάμετρο μέγιστη πλήρωση είναι 0.6). Όμως δεν είναι επιτρεπτό η διάμετρος του κατάντη τμήματος να είναι μικρότερη από αυτή του ανάντη και κατά συνέπεια είμαστε υποχρεωμένοι να επιλέξουμε  $D = 90$  cm και για το κατάντη.

Ελέγχουμε τώρα τα δύο τμήματα του αγωγού για ομοιόμορφη ροή. Για το τμήμα ΚΛ έχουμε  $Q_0 = (3.14/4^{5/3}) * (1/0.015) * 0.9^{8/3} * (0.6 * 10^{-3})^{1/2} = 0.384$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 0.651$ ,  $y/D = 0.66$  (<0.70),  $V/V_0 = 0.93$ ,  $V_0 = (1/0.015) * (0.9/4)^{2/3} * (0.6 * 10^{-3})^{1/2} = 0.60$  m/s και  $V = 0.60 * 0.93 = 0.56$  m/s (<3.00 m/s).

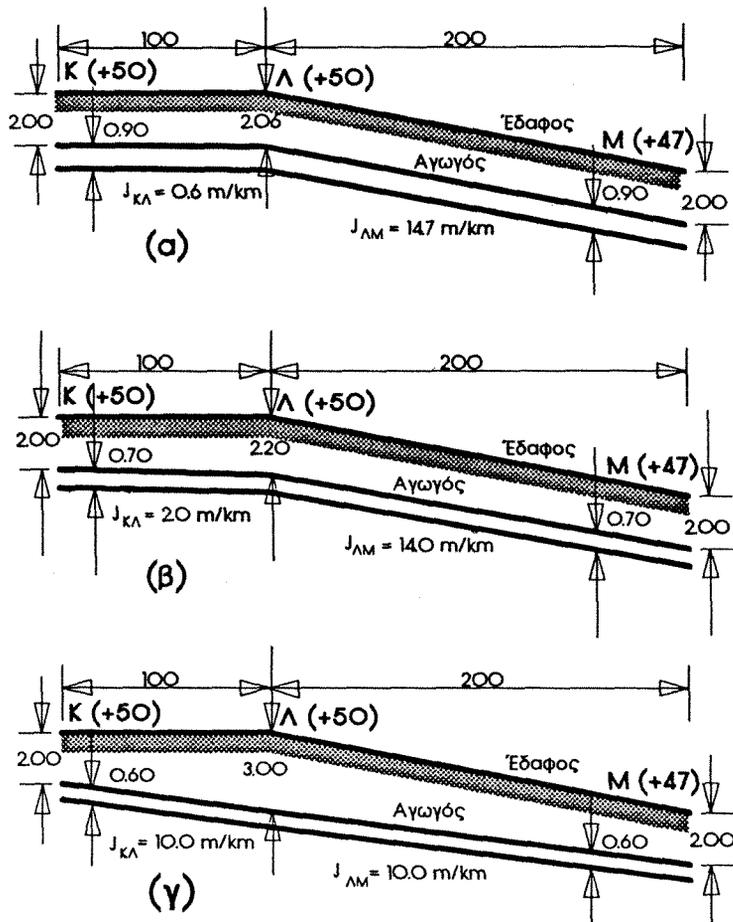
Για το τμήμα ΛΜ έχουμε  $Q_0 = 0.384 * (14.7/0.6)^{1/2} = 1.90$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 0.13$ ,  $y/D = 0.27$  (<0.70),  $V/V_0 = 0.58$ ,  $V_0 = 0.60 * (14.7/0.6)^{1/2} = 2.97$  m/s και  $V = 0.58 * 2.97 = 1.72$  m/s (<3.00 m/s).

**Λύση 2:** Η παραπάνω λύση έχει δύο σαφή μειονεκτήματα: Την πολύ μικρή, δύσκολα υλοποιήσιμη κλίση του τμήματος ΚΛ, και την υπερδυσχερασιολόγηση του τμήματος ΛΜ. Αυξάνουμε λοιπόν την κλίση του τμήματος ΚΛ, π.χ. σε 2 m/km. Από το Σχήμα 4.5.β. έχουμε βάθη επίχωσης  $\beta_K = 2.0$  m,  $\beta_M = 2.20$  m και  $\beta_\Lambda = 2.00$  m και κλίσεις  $J_{ΚΛ} = 2$  m/km,  $J_{ΛΜ} = 14$  m/km.

Υπολογίζουμε την απαιτούμενη διάμετρο για το τμήμα ΚΛ. Θεωρούμε  $y/D = 0.7$ , οπότε  $Q/Q_0 = 0.71$  και  $D = [(0.250/0.71) * 4^{5/3} * 0.015 / (3.14 * 0.002)^{1/2}]^{3/8} = 0.695$  m. Επιλέγεται  $D = 70$  cm. Για το τμήμα ΛΜ επαρκεί και πάλι η διάμετρος  $D = 60$  cm αλλά είμαστε

υποχρεωμένοι να επιλέξουμε  $D = 70$  cm. Οι έλεγχοι της ομοιόμορφης ροής γίνονται με τον ίδιο τρόπο όπως στη λύση 1.

**Λύση 3:** Επιλέγουμε ενιαία κλίση για όλο το μήκος ΚΛΜ, που σύμφωνα με το Σχήμα 3.5.γ θα είναι 10 m/km. Στην περίπτωση αυτή, όπως θα αποδείξουμε, αρκεί η διάμετρος  $D = 60$  cm. Έχουμε  $Q_0 = (3.14/4^{5/3}) * (1/0.015) * 0.6^{8/3} * 0.01^{1/2} = 0.532$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 0.47$ ,  $y/D = 0.56$  ( $< 0.60$ ),  $V/V_0 = 0.87$ ,  $V_0 = (1/0.015) * (0.6/4)^{2/3} * 0.01^{1/2} = 1.88$  m/s και  $V = 1.63$  m/s ( $< 3.0$  m/s).



**Σχήμα 4.5** Σκαριφήματα μηκτομής αγωγών για την εφαρμογή 4.13.2.

**Τελική λύση:** Όπως προκύπτει από την παραπάνω ανάλυση η διάμετρος του τμήματος ΚΛ μπορεί να κυμαίνεται στα όρια από 90 cm μέχρι 60 cm. Όμως οι λύσεις με διαμέτρους 80 και 90 cm θα πρέπει μάλλον να απορριφθούν λόγω κατασκευαστικών μειονεκτημάτων (πολύ μικρές κλίσεις κατ' αντιστοιχία με τη λύση 1) οπότε απομένουν οι δύο τελευταίες  $D = 70$  cm - λύση 2, και  $D = 60$  cm - λύση 3). Η τελική επιλογή θα γίνει μετά από σύγκριση του κόστους κατασκευής, όπου θα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι δαπάνες για τις εκσκαφές και για τις σωληνώσεις. Σημειώνεται ότι στη λύση 3 ( $D = 60$  cm) υπάρχει περιθώριο βελτίωσης, με μείωση του βάθους  $\beta_A$ , σε τρόπο ώστε το  $y/D$  να φτάσει την οριακή τιμή 0.60.

### 4.13 Τοπικές απώλειες

Σε διάφορες θέσεις ενός δικτύου αποχέτευσης εκτός των γραμμικών απωλειών εμφανίζονται και τοπικές απώλειες ενέργειας, που οφείλονται στην τύρβη ή τους στροβιλισμούς που προκαλούνται από αλλαγές στην ταχύτητα, την κατεύθυνση της ροής ή από εμπόδια. Τέτοιες θέσεις εντοπίζονται συνήθως στα φρεάτια επίσκεψης, όπου συχνά εμφανίζονται αλλαγές στη διατομή και συμβολές πλευρικών αγωγών. Ακόμα τοπικές απώλειες εμφανίζονται στις θέσεις ελεύθερης ή βυθισμένης εκβολής των αγωγών, σε τυχόν θέσεις μετρητικών εγκαταστάσεων και σε θέσεις πραγματοποίησης υδραυλικού άλματος.

Οι συνθέστερες από τις τοπικές απώλειες πρακτικά συνεκτιμώνται μαζί με τις γραμμικές απώλειες, και για το λόγο αυτό προσαυξάνεται κατάλληλα ο συντελεστής τραχύτητας  $n$ . Σε αγωγούς ιδιαίτερης σημασίας όμως είναι σκόπιμο να γίνεται ιδιαίτερη εκτίμηση των τοπικών απωλειών, και ανάλογη μόρφωση της μηκοτομής τους, για την κάλυψη των απωλειών αυτών.

Γεγονός είναι ότι δεν υπάρχουν επαρκή δεδομένα μετρήσεων, που να παρέχουν ικανοποιητικές σχέσεις για την εκτίμηση των τοπικών απωλειών σε υπονόμους. Η βάση για την εκτίμηση των απωλειών αυτών προέρχεται κυρίως από πειραματικά δεδομένα αγωγών υπό πίεση, είτε είναι καθαρά εμπειρική. Έτσι σε θέσεις αλλαγής ταχύτητας, όταν μορφώνεται κατάλληλη συναρμογή, οι τοπικές απώλειες εκτιμώνται από τις σχέσεις (Greeley κ.α., 1969, Metcalf & Eddy, 1981):

- για την περίπτωση που η ταχύτητα αυξάνεται προς τα κατάντη

$$h_r = k_c \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (4.38)$$

όπου ο συντελεστής  $k_c$  παίρνει τιμές 0.1 έως 0.2 για καλά σχεδιασμένες συναρμογές (κανόνας  $125^\circ$ ) και 0.5 για απότομες αλλαγές

- για την περίπτωση που η ταχύτητα μειώνεται προς τα κατάντη

$$h_r = k_e \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (4.39)$$

όπου ο συντελεστής  $k_e$  παίρνει τιμές 0.2 έως 0.3 για καλά σχεδιασμένες συναρμογές και 1.0 για απότομες αλλαγές

Στις παραπάνω σχέσεις  $V_1$  και  $V_2$  είναι οι ταχύτητες λίγο ανάντη και λίγο κατάντη της συναρμογής

Σε στροφές του αγωγού χρησιμοποιείται η σχέση

$$h_r = k_b \frac{V^2}{2g} \quad (4.40)$$

όπου ο συντελεστής  $k_b$  προσδιορίζεται ανάλογα με την ακτίνα  $a$  της καμπύλης που ορίζεται από την κεντρική γραμμή του αγωγού, ως εξής (Greeley κ.α., 1969):

- για  $a = D$   $k_b = 0.5 (\varphi/90)$
- για  $a = 2D$  έως  $8D$   $k_b = 0.25(\varphi/90)$
- για  $a \geq 10D$   $k_b \approx 0$

Στα φρεάτια επίσκεψης, όταν δεν πραγματοποιείται καμιά μεταβολή στα χαρακτηριστικά ροής, μπορούν να αγνοούνται οι τοπικές απώλειες, εφόσον στον πυθμένα του φρεατίου μορφώνεται κατάλληλα ημικυκλική συναρμογή, σε ύψος τουλάχιστον  $(3/4)D$ . Αν πραγματοποιούνται και μεταβολές της ροής οι τοπικές απώλειες μπορούν να εκτιμηθούν σύμφωνα με τα παραπάνω. Για την περίπτωση που πραγμα-

τοποιούνται και συμβολές άλλων αγωγών, δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία στη βιβλιογραφία. Αναφέρονται ενδεικτικά οι ακόλουθες σχέσεις που καταρτίσαμε μετά από επεξεργασία σχετικού νομογραφήματος της Υπηρεσίας Δημοσίων Έργων της Βαλτιμόρης, το οποίο δημοσιεύεται από τον Clark κ.ά. (1977). Οι σχέσεις αυτές αναφέρονται σε συμβολή ενός δευτερεύοντα αγωγού (3) στον κύριο αγωγό 1-2, (1 = ανάντη, 2 = κατάντη), και είναι

$$h_r = k_j \frac{V_2^2}{2g} \quad (4.41)$$

όπου

$$k_j = 0.5(Q_3/Q_1)^{0.7} \quad (4.42)$$

Επισημαίνεται ότι η πιο πάνω τιμή του  $k_j$  μπορεί να μειωθεί μέχρι και στο μισό, όταν μορφώνεται κατάλληλη συναρμογή με επαρκές μήκος.

#### 4.14 Συναρμογές

Η συναρμογή είναι μια ειδική κατασκευή μόρφωσης ενός τμήματος του αγωγού, σε θέση αλλαγής των χαρακτηριστικών της ροής, σε τρόπο ώστε η μετάβαση από τη μια κατάσταση στην άλλη να γίνεται με ομαλό τρόπο. Σε τυπικούς αγωγούς αποχέτευσης η συναρμογή συνδυάζεται πάντα με ένα φρεάτιο επίσκεψης και κατασκευάζεται μέσα στο χώρο του φρεατίου. Κατά συνέπεια το μήκος της συναρμογής είναι όσο επιτρέπει η διατομή του φρεατίου επίσκεψης. Πολλές φορές με τη συναρμογή επιδιώκεται η εξασφάλιση συνθηκών ομοιόμορφης ροής και στα ανάντη και στα κατάντη της θέσης συναρμογής. Στην περίπτωση αυτή επιδιώκεται η μόρφωση μιας βαθμιαίας πτώσης στον πυθμένα του αγωγού με συνολικό ύψος  $\Delta z$ , που δίνεται από τη σχέση

$$\Delta z = \left( y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left( y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_r \quad (4.43)$$

όπου οι δείκτες 1 και 2 αναφέρονται στις συνθήκες πριν και μετά την πτώση αντίστοιχα.

Εάν δεν προβλεφθεί η εν λόγω πτώση του πυθμένα, η ροή σε κάποιο τμήμα του αγωγού δεν θα είναι ομοιόμορφη, αλλά θα σχηματιστεί καμπύλη υπερύψωσης ή κατάπτωσης, ανάλογα με τις συνθήκες ροής ανάντη και κατόντη. Αυτό δεν έχει αναγκαστικά αρνητικές επιπτώσεις στη ροή του αγωγού. Όμως, στην περίπτωση σχηματισμού καμπυλών υπερύψωσης M1 ή S1 (βλ. ενότητα 4.18), ο αγωγός πρέπει να ελέγχεται για συνθήκες ανομοιόμορφης ροής.

Σε αρκετές περιπτώσεις η σχέση (4.43), μπορεί να δώσει αρνητικές τιμές του  $\Delta z$ , πράγμα που κανονικά συνεπάγεται ανύψωση του πυθμένα του αγωγού στα κατόντη. Όμως η ανύψωση του πυθμένα θα είχε συνέπεια την απόθεση στερεών υλικών. Έτσι στην πράξη οι αρνητικές τιμές αγνοούνται και ο πυθμένας του αγωγού μορφώνεται χωρίς καμιά μεταβολή. Σε τέτοια περίπτωση η ροή θα είναι ομοιόμορφη και σε ένα τμήμα του ανάντη ή του κατόντη αγωγού θα σχηματιστεί καμπύλη κατάπτωσης.

Όταν δεν γίνεται ειδική μελέτη της συναρμογής, σε περιπτώσεις αλλαγής της διαμέτρου του αγωγού, ακολουθούνται οι εξής πρακτικοί κανόνες:

1. Η διάμετρος του κατόντη τμήματος δεν είναι ποτέ μικρότερη από αυτήν του ανάντη, ακόμα και αν οι υδραυλικοί υπολογισμοί το επιτρέπουν.
2. Οι άντυγες (ράχες) των αγωγών τοποθετούνται σε περασιά, οπότε στον πυθμένα δημιουργείται πτώση ύψους  $\Delta z = \Delta D$ . Η πτώση αυτή υπερκαλύπτει πάντα την αντίστοιχη της σχέσης (4.43).

Τα πλεονεκτήματα του κανόνα ταύτισης των αντύγων είναι δύο. Πρώτο, είναι υδραυλικά ασφαλές, δεδομένου ότι εξαλείφει την πιθανότητα σχηματισμού καμπυλών υπερύψωσης. Δεύτερο, δίνει τη δυνατότητα να τοποθετείται με το ελάχιστο βάθος και ο ανάντη και ο κατόντη αγωγός. Σημειώνεται ότι στις ΗΠΑ συχνά αντί του κανόνα ταύτισης των αντύγων, χρησιμοποιείται ο κανόνας ταύτισης των σημείων  $0.8D$ .

**Εφαρμογή 4.14.α**

Να σχεδιαστεί συναρμογή αγωγού ακαθάρτων με παροχή σχεδιασμού 500 l/s για μετάβαση από κλίση 5.2 m/km (ανάντη) σε κλίση 1.2 m/km (κατάντη).

**Λύση:** Επειδή θα γίνει ξεχωριστός υπολογισμός των τοπικών απωλειών παίρνουμε μια σχετικά μικρότερη τιμή του  $n_0 = 0.013$ . Για ποσοστό πλήρωσης 70% (θεωρούμε ότι  $D > 60$  cm πράγμα που θα επαληθευτεί αμέσως) έχουμε  $n/n_0 = 1.18$  και  $Q/Q_0 = 0.71$ , άρα  $Q_0 = 500/0.71 = 704$  l/s  $= 0.704$  m<sup>3</sup>/s. Από τη σχέση (4.24) προκύπτει για το ανάντη τμήμα  $D = [0.704 * 4^{5/3} * 0.013 / (3.14 * 0.05^{1/2})]^{3/8} = 0.719$  m. Επιλέγουμε  $D = 80$  cm. Αντίστοιχα για το κατάντη τμήμα έχουμε  $D = 0.759 * (0.005/0.012)^{3/16} = 0.940$  m, οπότε επιλέγουμε  $D = 100$  cm.

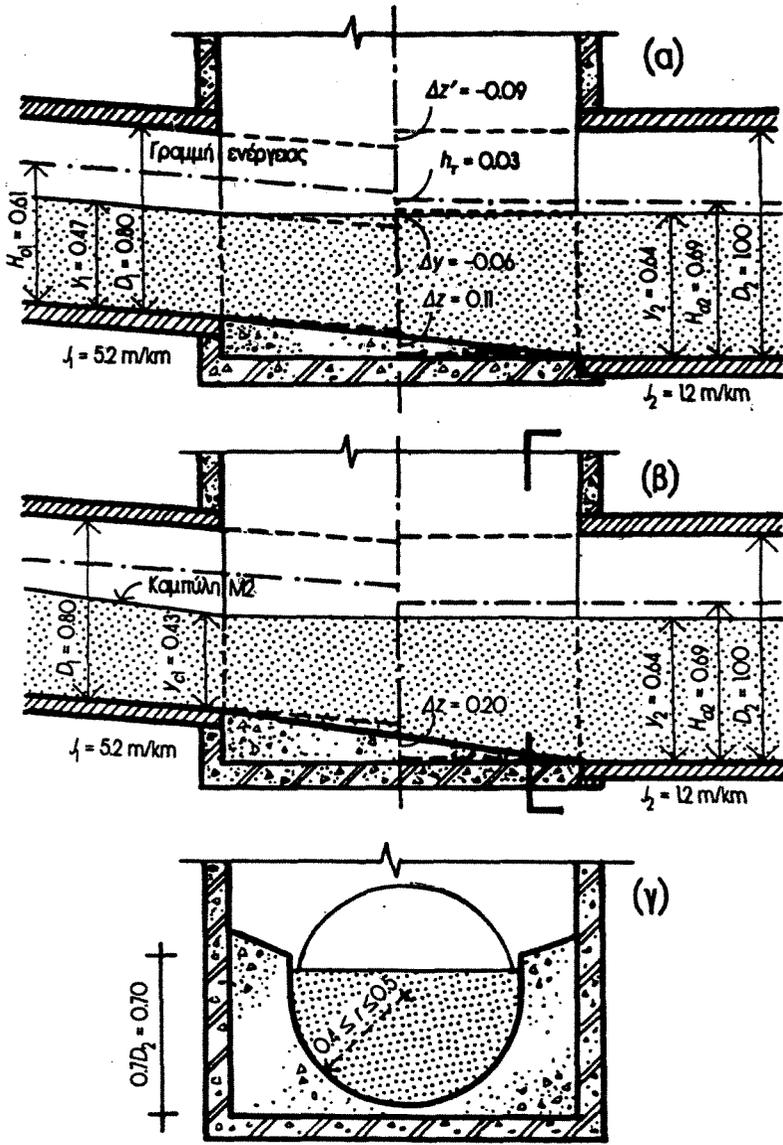
Υπολογίζουμε τώρα τα βάθη και τις ταχύτητες των δύο τμημάτων για ομοιόμορφη ροή. Στο ανάντη τμήμα έχουμε  $Q_0 = 0.704 * (0.8/0.719)^{8/3} = 0.936$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 0.534$ ,  $y/D = 0.59$  ( $< 0.70$ ) και  $y = 0.47$  m. Επίσης  $V/V_0 = 0.88$  και  $V_0 = (1/0.013) * (0.8/4)^{2/3} * 0.005^{1/2} = 1.86$  m/s, άρα  $V = 1.64$  m/s ( $< 3.0$  m/s).

Στο κατάντη τμήμα έχουμε αντίστοιχα  $Q_0 = 0.704 * (1.00/0.940)^{8/3} = 0.830$  m<sup>3</sup>/s,  $Q/Q_0 = 0.602$ ,  $y/D = 0.64$  ( $< 0.70$ ) και  $y = 0.64$  m. Επίσης  $V/V_0 = 0.92$ ,  $V_0 = (1/0.013) * (1.0/4)^{2/3} * 0.0012^{1/2} = 1.06$  m/s, άρα  $V = 0.97$  m/s ( $< 3.0$  m/s).

Οι τοπικές απώλειες είναι (σχέση 4.39):  $h_f = 0.3 * (1.64^2 - 0.97^2) / (2 * 9.81) = 0.03$  m.

Η απαιτούμενη πτώση στον πυθμένα του αγωγού για ομοιόμορφη ροή είναι (σχέση 4.43):  $\Delta z = [0.64 + 0.97^2 / (2 * 9.81)] - [0.47 + 1.64^2 / (2 * 9.81)] + 0.03 = 0.69 - 0.61 + 0.03 = 0.11$  m

Κατά συνέπεια για εξασφάλιση ομοιόμορφης ροής ανάντη και κατάντη η συναρμογή θα μορφωθεί όπως στο Σχήμα 4.6.α. Όμως στην πράξη ακολουθείται η κατασκευή του Σχήματος 4.6.β με ταύτιση της άντυνας του αγωγού, που είναι υδραυλικά ασφαλέστερη. Σε αυτή την περίπτωση και δεδομένου ότι η ροή είναι υποκρίσιμη και στους δύο αγωγούς (βλ. ενότητα 4.16) θα σχηματιστεί καμπύλη κατάπτωσης M2 στο ανάντη τμήμα του αγωγού (βλ. ενότητα 4.17).



Σχήμα 4.6 Σκαριφήματα συναρμογής αγωγού ακαθάρτων της εφαρμογής 4.14.α: (α) μηκτομή για εξασφάλιση ομοιόμορφης ροής, (β) μηκτομή για μόρφωση σύμφωνα με τον πρακτικό κατασκευαστικό κανόνα, και (γ) εγκάρσια τομή Α-Α.

**Εφαρμογή 4.14.β**

Τι θα συνέβαινε αν δεν διαμορφώνονταν καμιά πτώση στον πυθμένα του αγωγού;

**Απάντηση:** Το ενεργειακό ύψος στην έξοδο του ανάντη αγωγού θα ήταν  $h_1 = h_2 + h_f = 0.69 + 0.03 = 0.72$  m. Μετά από δοκιμές βρίσκουμε ότι το βάθος ροής στην έξοδο του αγωγού, για ανομοιόμορφη ροή, θα ήταν  $y_1 = 0.65$  m. Πράγματι,  $y_1 / D = 0.65 / 0.80 = 0.81$ ,  $\theta_1 = 4.49$ ,  $A_1 = 0.44$  m<sup>2</sup>, και  $V_1 = 0.50 / 0.44 = 1.14$  m/s, οπότε  $h_1 = y_1 + V_1^2 / 2g = 0.65 + 1.14^2 / (2 \cdot 9.81) = 0.72$  m.

Κατά συνέπεια στη διατομή εξόδου δεν θα τηρούνταν η υποχρέωση  $y/D \leq 0.7$ . Η ροή στο ανάντη τμήμα θα ήταν ανομοιόμορφη (καμπύλη M1).

Βεβαίως εδώ η κατάσταση δεν θα ήταν τόσο δραματική αφού διατηρείται η ροή με ελεύθερη επιφάνεια. Σε πιο ακραίες περιπτώσεις όμως, με μεγαλύτερες διαφορές στις διαμέτρους, όπου έχουμε και πλευρικές συμβολές αγωγών, μπορεί να δημιουργηθούν πιο κακές συνθήκες (εμφάνιση ροής υπό πίεση), που πολλές φορές έχουν απρόβλεπτες συνέπειες. Για το λόγο αυτό, σε περιπτώσεις αλλαγής διαμέτρου ποτέ δεν ακολουθείται η πρακτική της ταύτισης των πυθμένων των αγωγών χωρίς πτώση, εκτός και αν αυτό αιτιολογείται με λεπτομερείς υδραυλικούς υπολογισμούς.

**Εφαρμογή 4.14.γ**

Τι θα συνέβαινε αν η διαδοχή κλίσεων ήταν η αντίστροφη (κλίση ανάντη 1.2 m/km και κατάντη 5 m/km).

**Απάντηση:** Θα προέκυπτε  $D_1 = 100$  cm και  $D_2 = 80$  cm. Όμως ποτέ δεν μικραίνουμε τη διάμετρο προς τα κατάντη, και έτσι θα επiléγαμε  $D_2 = 100$  cm. Το  $\Delta z$  θα προέκυπτε αρνητικό, και κατά συνέπεια οι αγωγοί θα τοποθετούνταν με ταύτιση των πυθμένων τους (και των αντύγων). Κατά συνέπεια στον ανάντη αγωγό θα σχηματιζόνταν καμπύλη κατάπτωσης M2 (βλ. ενότητα 4.17).

**4.15 Κρίσιμο βάθος**

Για δεδομένη γεωμετρία του αγωγού και παροχή  $Q$ , σε ροή με ελεύθερη επιφάνεια, η ειδική ενέργεια (βλ. ενότητα 4.2),

$$H_0 = y + h_v = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^3} \quad (4.44)$$

όπου  $A$  το εμβαδό της υγρής διατομής, είναι συνάρτηση του βάθους ροής  $y$  και δεν εξαρτάται από άλλα χαρακτηριστικά του αγωγού όπως από την τραχύτητα ή την κλίση. Η γενική μορφή της συνάρτησης αυτής δίνεται στο Σχήμα 4.7.

Στο σχήμα αυτό παρατηρούμε ότι:

1. Υπάρχει μια ελάχιστη τιμή της ειδικής ενέργειας  $H_c$ . Για ειδική ενέργεια  $H_0 < H_c$  είναι αδύνατη η πραγματοποίηση ροής.
2. Στην ενέργεια  $H_c$  αντιστοιχεί μια μοναδική τιμή του βάθους ροής  $y_c$ , που λέγεται *κρίσιμο βάθος*. Η ροή που πραγματοποιείται με βάθος  $y_c$  λέγεται *κρίσιμη ροή*.
3. Για μεγαλύτερες τιμές της ειδικής ενέργειας  $H_0 > H_c$ , η ροή μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο διαφορετικά βάθη  $y_e < y_c$  και  $y_u > y_c$  τα οποία λέγονται *εναλλακτά βάθη*. Η ροή που πραγματοποιείται με το κάτω εναλλακτό βάθος λέγεται *υπερκρίσιμη ροή* και, αντιστοίχα, με το άνω εναλλακτό βάθος, *υποκρίσιμη ροή*.

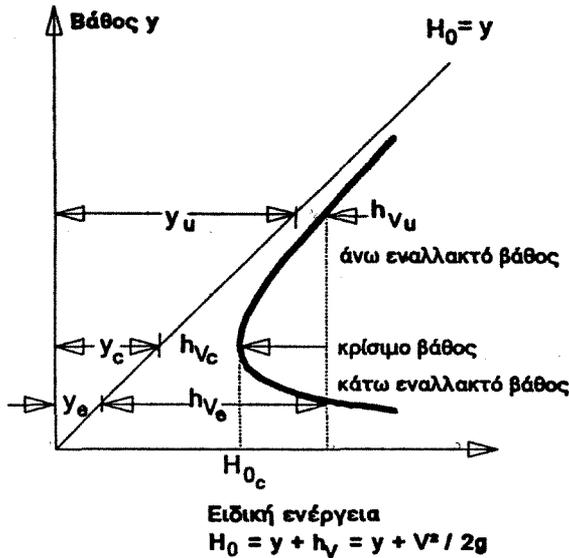
Το κρίσιμο βάθος είναι ένα βασικό χαρακτηριστικό της ροής, που αποκτά ιδιαίτερη σημασία στην περίπτωση ανομοιόμορφης ροής. Σύμφωνα με τα παραπάνω, το κρίσιμο βάθος μπορεί να υπολογιστεί από τη συνθήκη  $H_0 = \min$ . Με παραγωγή της (4.44) προκύπτει

$$\frac{\partial H_0}{\partial y} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \quad (4.45)$$

Εξισώνοντας το πρώτο μέλος της παραπάνω με 0, και δεδομένου ότι  $dA/dy = B$ , όπου  $B$  το πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια του αγωγού, προκύπτει η ακόλουθη εξίσωση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του κρίσιμου βάθους

$$\frac{Q^2 B_c}{gA_c^3} = 1 \quad (4.46)$$

όπου τα  $B_c$  και  $A_c$  αντιστοιχούν σε βάθος  $y_c$ .



**Σχήμα 4.7** Μεταβολή της ειδικής ενέργειας  $H_0$  συναρτήσει του βάθους ροής  $y$ .

Η τελευταία γράφεται ισοδύναμα και με τις ακόλουθες μορφές

$$y_{mc} = \frac{Q^2}{gA_c^3} = \frac{V_c^2}{g} \quad (4.47)$$

$$Fr_c = \frac{V_c}{\sqrt{g y_{mc}}} = 1 \quad (4.48)$$

όπου  $y_m = A/B$  είναι το μέσο βάθος ροής που λέγεται και υδραυλικό βάθος και  $Fr$  είναι ο αριθμός Froude που εκφράζει το πηλίκο των δυνάμεων αδρανείας προς τις δυνάμεις βαρύτητας. Η ειδική ενέργεια που αντιστοιχεί στο κρίσιμο βάθος είναι

$$H_{0c} = y_c + \frac{y_{mc}}{2} \quad (4.49)$$

Στην περίπτωση της ορθογωνικής διατομής όπου  $A = by$ ,  $y_m = y$  από την (4.47) παίρνουμε

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/b)^2}{g}} \quad (4.50)$$

και παράλληλα ισχύει

$$y_c = (2/3)H_{0c} = 2h_{vc} \quad (4.51)$$

Στην περίπτωση της κυκλικής διατομής το κρίσιμο βάθος  $y_c$  προκύπτει συναρτήσει της γωνίας  $\theta_c$

$$\frac{512Q^2}{gD^5} = \frac{(\theta_c - \sin \theta_c)}{\sin(\theta_c/2)} \quad (4.52)$$

Η (4.52) είναι συνέπεια της (4.46) και των σχέσεων του Πίνακα 4.2. Για την αριθμητική επίλυση της συνιστάται η γενική επαναληπτική μέθοδος, με βάση την ακόλουθη σχέση, συνέπεια της (4.52)

$$\theta_c = \left\{ \theta_c + \sin \theta_c + [\xi \sin(\theta_c/2)]^{1/3} \right\} / 2 \quad (4.53)$$

όπου  $\xi$  είναι αδιάστατη παράμετρος που παριστάνει το πρώτο μέλος της (4.52), ήτοι

$$\xi = (512Q^2)/(gD^5) \quad (4.54)$$

Περισσότερες πληροφορίες για τον τρόπο χειρισμού της παραπάνω σχέσης, καθώς και για τους συναφείς υπολογισμούς δίνονται στην εφαρμογή που ακολουθεί.

Άμεση προσεγγιστική εκτίμηση του κρίσιμου βάθους μπορεί να γίνει με τις ακόλουθες εξισώσεις, με τις οποίες αποφεύγεται η χρήση επαναληπτικών μεθόδων

$$\frac{y_c}{D} = \begin{cases} \left(1 - \sqrt{1 - 0.767 \xi^{0.247}}\right) / 2 & (\xi < 0.001) \\ 0.207 \xi^{0.255} & (0.001 \leq \xi \leq 300) \\ \left(1 + \sqrt{1 - (190/\xi)^{1.69}}\right) / 2 & (\xi > 300) \end{cases} \quad (4.55)$$

Η ακρίβεια των παραπάνω εξισώσεων είναι γενικώς ικανοποιητική, δεδομένου ότι το σχετικό σφάλμα ποτέ δεν υπερβαίνει το 2% και το απόλυτο σφάλμα δεν υπερβαίνει το 0.01. Εικόνα της μεταβολής του κρίσιμου βάθους συναρτήσει της παραμέτρου  $\xi$  δίνει και ο Πίνακας 4.5, ο οποίος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για άμεση προσεγγιστική εκτίμηση του κρίσιμου βάθους και των άλλων χαρακτηριστικών της κρίσιμης ροής.

**Πίνακας 4.5** Χαρακτηριστικά κρίσιμης ροής σε αγωγούς κυκλικής διατομής

$\frac{y_c}{D}$	$\theta_c$	$\frac{A_c}{A_0}$	$\frac{y_{m_c}}{D}$	$\frac{H_{0_c}}{D}$	$\frac{y_c}{H_{0_c}}$	$\frac{V_c}{\sqrt{gD}}$	$\xi = \frac{512Q^2}{gD^5}$
0.05	0.902	0.019	0.034	0.067	0.748	0.184	0.00372
0.1	1.287	0.052	0.068	0.134	0.746	0.261	0.0583
0.2	1.855	0.142	0.140	0.270	0.741	0.374	0.895
0.3	2.319	0.252	0.216	0.408	0.735	0.464	4.35
0.4	2.739	0.374	0.299	0.550	0.727	0.547	13.2
0.5	3.142	0.500	0.393	0.696	0.718	0.627	31.0
0.6	3.544	0.627	0.502	0.851	0.705	0.709	62.2
0.7	3.965	0.748	0.641	1.020	0.687	0.800	113.1
0.8	4.429	0.858	0.842	1.221	0.655	0.918	196
0.9	4.996	0.948	1.241	1.520	0.592	1.114	352
0.95	5.381	0.981	1.768	1.834	0.518	1.330	538
0.99	5.883	0.998	3.940	2.960	0.334	1.985	1240

**Εφαρμογή 4.15**

Αγωγός ακαθάρτων διαμέτρου 80 cm με κλίση 6% μεταφέρει παροχή 2.00 m<sup>3</sup>/s. Ζητούνται τα υδραυλικά χαρακτηριστικά της ομοιόμορφης και της κρίσιμης ροής.

**Λύση:** Για ομοιόμορφη ροή στον αγωγό, με μεταβλητή τραχύτητα και  $n_o = 0.015$  έχουμε (σχέση 4.24):  $Q_o = (3.14/4^{5/3}) * (1/0.015) * 0.8^{8/3} * 0.06^{1/2} = 2.81$  m<sup>3</sup>/s, και  $Q/Q_o = 2.00/2.80 = 0.71$ .

Χρησιμοποιούμε τώρα τις σχέσεις (4.29) και (4.27) προκειμένου να υπολογίσουμε τη γωνία  $\theta$  που αντιστοιχεί σε ομοιόμορφη ροή, κάνοντας τις ακόλουθες επαναλήψεις

$\theta =$	3.142	3.789	3.922	3.955	3.964	3.967	3.967
$n/n_o =$	1.251	1.198	1.185	1.182	1.181	1.181	

Άρα  $\theta = 3.967$  και  $y/D = [1 - \cos(3.967/2)] / 2 = 0.70$ ,  $y = 0.70 * 0.80 = 0.56$  m. Εξ άλλου  $V/V_o = (1/1.181) * (1 - \sin 3.967/3.967)^{2/3} = 0.95$ ,  $V_o = (1/0.015) * (0.8/4)^{2/3} * 0.06^{1/2} = 5.58$  m/s και  $V = 5.30$  m/s. Το ύψος κινητικής ενέργειας είναι  $h_v = 5.30^2 / (2*9.81) = 1.43$  m και η ειδική ενέργεια  $H_o = 0.56 + 1.43 = 1.99$  m.

Το εμβαδό της υγρής διατομής είναι  $A = (3.967 - \sin 3.967) * 0.8^2 / 8 = 0.376$  m<sup>2</sup>, το πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια  $B = 0.8 * \sin(3.967/2) = 0.733$  m και το υδραυλικό βάθος  $y_m = 0.376 / 0.733 = 0.51$  m. Κατά συνέπεια ο αριθμός Froude είναι  $Fr = 5.30 / (9.81*0.51)^{1/2} = 2.37 > 1$ .

Υπολογίζουμε τώρα τα χαρακτηριστικά της κρίσιμης ροής. Είναι  $\xi = 512 Q^2 / (gD^5) = 637$ . Με επαναληπτική εφαρμογή της (4.53) έχουμε τις ακόλουθες τιμές του  $\theta_c$ ,

$\theta_c =$	3.142	5.873	5.268	5.592	5.476	5.527	5.506
$\theta_c =$ (συνέχεια)	5.515	5.512	5.513	5.513			

Άρα  $\theta_c = 5.513$ ,  $y_c/D = [1 - \cos(5.513/2)]/2 = 0.963$ , και  $y_c = 0.963 * 0.8 = 0.77$  m.

Αν αντί της παραπάνω επαναληπτικής μεθόδου χρησιμοποιήσουμε τη σχέση (4.55) άμεσα υπολογίζουμε  $y_c/D = \{1 + [1 - (190/637)^{1.69}]^{1/2}\} / 2 = 0.967$  και  $y_c = 0.967 * 0.8 = 0.77$  m, πράγμα που επιβεβαιώνει ότι η ακρίβεια της σχέσης (4.55) είναι ικανοποιητική.

Σε αυτό το κρίσιμο βάθος αντιστοιχεί εμβαδό  $A_c = (5.513 - \sin 5.513) * 0.8^2 / 8 = 0.497$  m<sup>2</sup>, πλάτος  $B_c = 0.8 * \sin(5.513/2) = 0.300$  m και υδραυλικό βάθος  $y_{m/c} = 0.497 / 0.30 = 1.65$  m. Η κρίσιμη ταχύτητα είναι  $V_c = (9.81*1.65)^{1/2} = 4.03$  m/s και η κρίσιμη ειδική ενέργεια  $H_{oc} = 0.77 + 1.65/2 = 1.60$  m.

Εφόσον η ροή είναι ομοιόμορφη θα πραγματοποιηθεί με το ομοιόμορφο βάθος  $y = 0.56$  m και με ταχύτητα  $V = 5.30$  m. Η ροή αυτή είναι υπερκρίσιμη, όπως δείχνει η τιμή του αριθμού Froude ( $>1$ ) ή το γεγονός ότι  $y < y_c$ . Οι συνθήκες ροής εκπληρώνουν τις απαιτήσεις των προδιαγραφών ( $y/D \leq 0.70$ ,  $V \leq 6.0$  m/s) αλλά όπως ήδη έχει αναφερθεί στην ενότητα 4.10 η ταχύτητα των 5.30 m/s κρίνεται υπερβολική, ενώ στην επόμενη ενότητα θα διατυπωθούν και άλλες επιφυλάξεις σχετικά με την αποδοχή αυτών των συνθηκών ροής.

Για να πραγματοποιηθεί ομοιόμορφη ροή με το κρίσιμο βάθος θα πρέπει να αλλάξει η κλίση. Η κλίση που αντιστοιχεί σε ομοιόμορφη ροή με κρίσιμο βάθος λέγεται *κρίσιμη κλίση*  $J_c$ . Παρόλο που η ροή με το κρίσιμο βάθος δεν είναι επιτρεπτή, επειδή  $y_c/D = 0.963 > 0.70$  θα υπολογίσουμε ενδεικτικά την κρίσιμη κλίση. Για  $\theta_c = 5.513$  είναι  $n/n_0 = 1.030$  και  $V/V_0 = (1/1.030) * (1 - \sin 5.513/5.513)^{2/3} = 1.051$ , και  $V_0 = 4.03 / 1.051 = 3.83$  m/s. Η κλίση που αντιστοιχεί σε αυτή την ταχύτητα είναι  $J = [0.015 * 3.83 / (0.8/4)^{2/3}]^2 = 0.0283 = 2.83\%$ .

#### 4.16 Ιδιότητες υποκρίσιμης και υπερκρίσιμης ροής

Στις συνθήκες υποκρίσιμης ροής ισχύουν οι ακόλουθες ισοδύναμες ανισώσεις

$$Fr < 1 \quad (4.56)$$

$$y > y_c \quad (4.57)$$

$$V < V_c \quad (4.58)$$

$$J < J_c \quad (4.59)$$

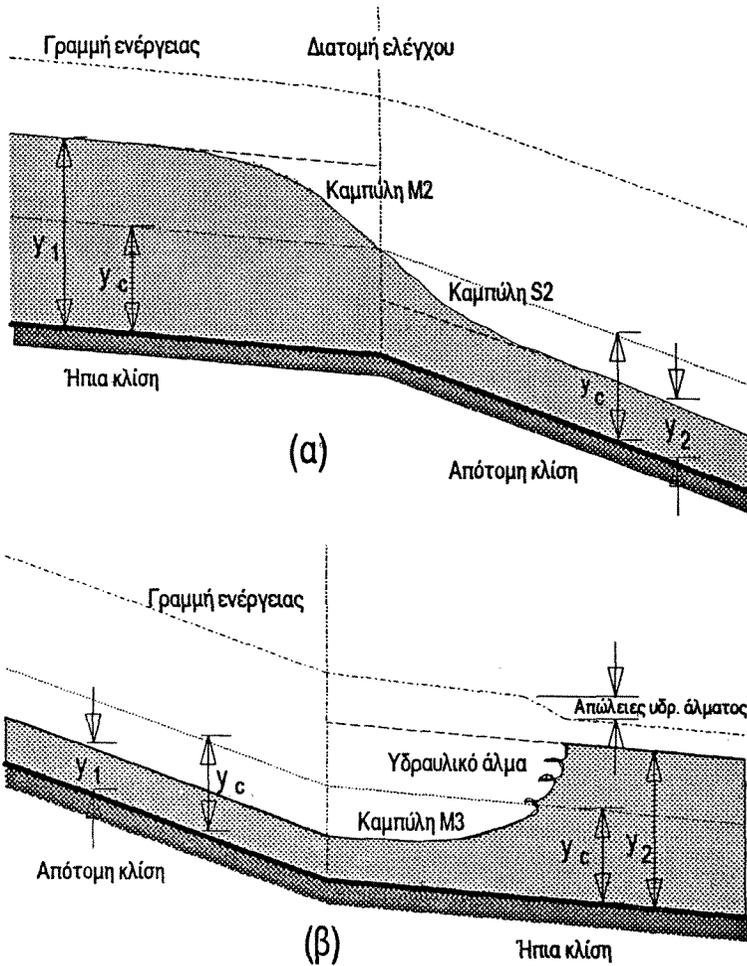
Αντίστοιχες ανισώσεις, με αντίστροφη φορά, ισχύουν για την υπερκρίσιμη ροή. Για να διαπιστωθεί αν ροή με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά είναι υποκρίσιμη ή όχι, αρκεί να ελεγχθεί μια από τις παραπάνω ανισώσεις. Επειδή στους αγωγούς κυκλικής διατομής οι υπολογισμοί των κρίσιμων χαρακτηριστικών ροής απαιτούν κάποιο χρόνο, για πρώτη εκτίμηση μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική σχέση

$$y > 0.75 H_0 \quad (4.60)$$

που εξασφαλίζει πάντα υποκρίσιμες συνθήκες ροής (βλ. Πίνακα 4.5). Επισημαίνεται ότι η αντιστροφή ανίσωση δεν εξασφαλίζει συνθήκες υπερκρίσιμης ροής. Η πιο πάνω σχέση για ορθογωνική διατομή γίνεται

$$y > (2/3)H_0 \quad (4.61)$$

που η ισχύς της είναι αυστηρή.



**Σχήμα 4.8** Μετάβαση από υποκρίσιμη σε υπερκρίσιμη ροή (α) και αντιστροφή (β)

Η ουσιαστική διαφορά της υποκρίσιμης από την υπερκρίσιμη ροή προκύπτει από το γεγονός ότι η παράσταση  $(gy_m)^{1/2}$  παριστάνει την ταχύτητα μετάδοσης ενός κύματος βαρύτητας μικρού ύψους (βλ. και εδάφιο 5.4.1). Έτσι στην υπερκρίσιμη ροή επειδή  $V > (gy_m)^{1/2}$ , μια διαταραχή ροής μεταδίδεται μόνο προς τα κατάντη, ενώ στην υποκρίσιμη ροή η μετάδοση γίνεται και προς τις δύο διευθύνσεις. Κατά συνέπεια στην υποκρίσιμη ροή κάθε μεταβολή στις συνθήκες ροής (π.χ. μεταβολή διατομής ή κλίσης) διαδίδεται και προς τα ανάντη και έτσι η ροή στα ανάντη προσαρμόζεται προς τις κατάντη συνθήκες, πράγμα που δεν συμβαίνει με την υπερκρίσιμη ροή. Για τον ίδιο λόγο η μετάβαση από υποκρίσιμη σε υπερκρίσιμη ροή, που κατά κανόνα συμβαίνει όταν αυξάνεται η κλίση προς τα κατάντη, γίνεται με βαθμιαίο τρόπο, με εμφάνιση κρίσιμου βάθους στη διατομή αλλαγής κλίσης (διατομή ελέγχου, Σχ. 4.8.α). Αντίθετα η μετάβαση από υπερκρίσιμη σε υποκρίσιμη ροή γίνεται απότομα, με εμφάνιση υδραυλικού άλματος (Σχ. 4.8.β).

Στα τυπικά δίκτυα αποχέτευσης επιδιώκεται να σχεδιάζονται οι αγωγοί με υποκρίσιμη ροή ή το πολύ με αριθμούς Froude λίγο μεγαλύτερους από 1 (πρακτικά  $y/H_0 > 0.5$ ). Αυτό γίνεται για αποφυγή των προβλημάτων που παρουσιάζει η υπερκρίσιμη ροή, που ανακεφαλαιωτικά είναι:

- μεγάλες ταχύτητες ροής με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο κίνδυνος διάβρωσης των αγωγών,
- μεγάλο ύψος κινητικής ενέργειας με κίνδυνο εμφάνισης αναστροφών ροών, στις συμβολές δευτερευόντων αγωγών και τις ιδιωτικές συνδέσεις,
- εμφάνιση υδραυλικών αλμάτων όταν μικραίνει η κλίση των αγωγών με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο κίνδυνος διάβρωσης των αγωγών και να εμφανίζονται σημαντικές τοπικές απώλειες ενέργειας,
- αστάθειες ροής στους κόμβους και τις ιδιωτικές συνδέσεις, όπως ανάπτυξη στάσιμων κυμάτων στην επιφάνεια, με αποτέλεσμα να μην είναι προβλέψιμη η μορφή της ελεύθερης επιφάνειας και οι απώλειες ενέργειας.

Ορισμένα από τα πιο πάνω προβλήματα διασαφηνίζονται με την εφαρμογή που ακολουθεί.

Βεβαίως δεν είναι πάντα δυνατό, να αποφευχθεί η υπερκρίσιμη ροή στους αγωγούς αποχέτευσης και ιδιαίτερα στους αγωγούς ομβρίων. Όταν όμως οι αγωγοί σχεδιάζονται με υπερκρίσιμη ροή, οι υδραυλικοί υπολογισμοί θα πρέπει να είναι πολύ πιο λεπτομερειακοί. Έτσι θα πρέπει να υπολογίζεται και να σχεδιάζεται η μηκοτομή της ελεύθερης επιφάνειας ροής και της γραμμής ενέργειας. Οι συμβολές θα πρέπει να σχεδιάζονται με μεγαλύτερη προσοχή, ενώ θα πρέπει να εντοπίζονται οι θέσεις των υδραυλικών αλμάτων και να ενισχύονται οι αγωγοί στις θέσεις αυτές.

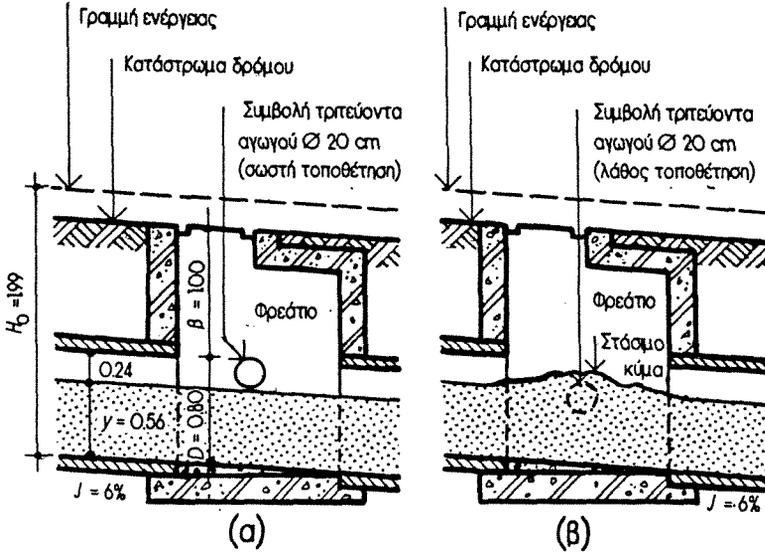
#### Εφαρμογή 4.16

Ποια προβλήματα μπορεί να υπάρξουν στον αγωγό της εφαρμογής 4.15;

**Λύση:** Ανακεφαλαιώνοντας τα αποτελέσματα της εφαρμογής της ενότητας 4.15, έχουμε διάμετρος  $D = 80$  cm, κλίση  $J = 6\%$ , παροχή  $Q = 2.00$  m<sup>3</sup>/s, βάθος ροής (ομοιόμορφο)  $y = 0.56$  m, ταχύτητα  $V = 5.30$  m/s, αριθμός Froude  $Fr = 2.37$ , ύψος κινητικής ενέργειας  $h_v = 1.43$  m, ειδική ενέργεια  $H_o = 1.99$  m, και κρίσιμο βάθος  $y_c = 0.77$  m.

Κατ' αρχήν, όπως έχει επισημανθεί και άλλες φορές η μεγάλη ταχύτητα μπορεί να προκαλέσει διάβρωση του αγωγού. Εδώ όμως θα ασχοληθούμε περισσότερο με τα προβλήματα που δημιουργεί το αυξημένο ύψος κινητικής ενέργειας. Όπως φαίνεται στο Σχ. 4.9 η γραμμή ενέργειας βρίσκεται σε ύψος 1.99 m πάνω από τον πυθμένα. Έτσι αν το βάθος επίχωσης είναι π.χ. 1.00 m, ή το συνολικό βάθος από τον πυθμένα του αγωγού 1.80 m, η γραμμή ενέργειας θα βρίσκεται πάνω από το κατώστρωμα του δρόμου. Αυτό σημαίνει ότι τα ακάθαρτα διαθέτουν την ενέργεια να χυθούν έξω προς το δρόμο, αν υπάρξει κάποια οδός διαφυγής. Τέτοια οδό διαφυγής μπορεί να αποτελέσει ένας δευτερεύων ή τριτεύων αγωγός, που συμβάλλει στον υπό εξέταση πρώτεύοντα αγωγό.

Στο Σχήμα 4.9 εμφανίζεται μια περίπτωση συμβολής ενός τριτεύοντα αγωγού διαμέτρου 20 cm με μικρή παροχή (π.χ. 2 l/s) τέτοια ώστε πρακτικά να μην προκαλεί μεταβολή στις κατάντη συνθήκες ροής. Αν η μόρφωση της συμβολής γίνει όπως στο Σχ. 4.9.α, που είναι και το σωστό, δηλαδή με εφαρμογή του πρακτικού κανόνα ταύτισης των αντύγων (βλ. ενότητα 4.14), τότε δεν θα υπάρξει πρόβλημα, δεδομένου ότι η διατομή εξόδου του τριτεύοντα αγωγού βρίσκεται έξω από τη ροή του πρωτεύοντα αγωγού.



**Σχήμα 4.9** Συμβολή τριτεύοντα αγωγού ακαθάρτων της εφαρμογής 4.16, σε πρωτεύοντα αγωγό με υπερκρίσιμη ροή: (α) σωστή μόρφωση, (β) λανθασμένη μόρφωση.

Αν όμως (εσφαλμένα) δεν εφαρμοστεί ο κανόνας αυτός, όπως στο Σχ. 4.9β, η εκβολή του τριτεύοντα αγωγού μπορεί να είναι βυθισμένη στην κύρια ροή. Ας σημειωθεί ότι η μόρφωση αυτή εννοεί τη δημιουργία στάσιμων κυμάτων στην κύρια ροή, που καθιστά ακόμα πιο πιθανό το ενδεχόμενο να είναι βυθισμένη η έξοδος του τριτεύοντα αγωγού. Σε αυτή τη περίπτωση όμως η ροή στον τριτεύοντα αγωγό θα μεταβληθεί σε ροή υπό πίεση, και θα αντιστραφεί η κατεύθυνση της. Τα προς τα ανάντη φρεάτια του τριτεύοντα αγωγού και τα φρεάτια των ιδιωτικών συνδέσεων θα αποτελέσουν τότε σημεία διεξόδου της αντιστροφής ροής. Ας σημειωθεί ότι η τοποθέτηση του αγωγού σε πιο μεγάλο βάθος (πχ  $2.00 + 0.80$  m) εξαλείφει τον κίνδυνο να χυθούν τα ακάθαρτα στο οδόστρωμα, αλλά όχι και τον κίνδυνο να βγουν από τα φρεάτια των σπιτιών, τα οποία βρίσκονται σε στάθμες χαμηλότερες του οδοστρώματος.

## 4.17 Ανομοιόμορφη ροή βαθμιαίας μεταβολής

Όταν κατά μήκος ενός αγωγού συμβαίνουν μεταβολές, στα χαρακτηριστικά της ροής, όπως στο βάθος ροής και στην ταχύτητα, η ροή είναι ανομοιόμορφη. Οι μεταβολές αυτές οφείλονται κατά κανόνα σε αλλαγές της διατομής, της κλίσης ή της τραχύτητας του αγωγού. Στο Σχ. 4.8 δίνονται παραδείγματα ανομοιόμορφης ροής. Οι καμπύλες προοδευτικής μετάβασης από την υποκρίσιμη ροή αποτελούν μια περίπτωση *ανομοιόμορφης ροής βαθμιαίας μεταβολής* (Σχ. 4.8.α), ενώ το υδραυλικό άλμα (Σχ. 4.8.β) περιγράφεται με τον όρο *ανομοιόμορφη ροή ταχείας μεταβολής*.

Στην ενότητα αυτή δίνονται ορισμένα στοιχεία για τη ροή βαθμιαίας μεταβολής, ενώ για τη ροή ταχείας μεταβολής, (καθώς και για διεξοδικότερη ανάλυση της ροής βαθμιαίας μεταβολής) ο αναγνώστης παραπέμπεται στους Chow (1959), Νουτσόπουλο (1976) και Δημητρίου (1990).

Οι καμπύλες μεταβολής της ελεύθερης επιφάνειας κατά μήκος ενός αγωγού, στην περίπτωση της ανομοιόμορφης ροής βαθμιαίας μεταβολής διακρίνονται σε καμπύλες υπερύψωσης, στις οποίες παρατηρείται αύξηση του βάρους ροής προς τα κατάντη και καμπύλες κατάπτωσης, στις οποίες παρατηρείται μείωση του βάρους ροής. Στο Σχήμα 4.10 δίνονται οι πιο κοινές μορφές καμπυλών ανομοιόμορφης ροής. Ειδικότερα οι καμπύλες του Σχ. 4.10.α αντιστοιχούν σε ήπια κλίση πυθμένα του αγωγού (υποκρίσιμη) και χαρακτηρίζονται με το σύμβολο M (από το αγγλικό mild) ενώ αυτές του Σχ. 4.10.β αντιστοιχούν σε έντονη κλίση του αγωγού (υπερκρίσιμη) και χαρακτηρίζονται με το σύμβολο S (από το αγγλικό steep).

Οι πιο τυπικές περιπτώσεις εμφάνισης των καμπυλών αυτών είναι οι ακόλουθες:

- M1: ηπιότερη κατάντη κλίση ή εκροή σε άλλο αγωγό ή ταμειυτήρα με  $y > y_0$
- M2: πιο έντονη κατάντη κλίση ή εκροή σε άλλο αγωγό ή ταμειυτήρα με  $y < y_0$ , ή ελεύθερη πτώση,
- M3: ροή κάτω από θυρόφραγμα ή μετά από έντονη ανάντη κλίση (η καμπύλη ακολουθείται από υδραυλικό άλμα),

- S1: ροή μετά από υδραυλικό άλμα σε έντονη κλίση, λόγω συνθηκών υψηλής στάθμης κατάντη (π.χ. ήπια κλίση κατάντη αγωγού ή εκροή σε ταμειυτήρα με  $y > y_0$ ),
- S2: ηπιότερη κλίση ανάντη,
- S3: πιο έντονη κλίση ανάντη ή ροή κάτω από θυρόφραγμα σε υπερκρίσιμη κλίση.

Οι καμπύλες της ανομοιόμορφης ροής βαθμιαίας μεταβολής διέπονται από τη γενική διαφορική εξίσωση:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{J-i}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad (4.62)$$

όπου η κλίση ενέργειας  $i$  προκύπτει από την εξίσωση του Manning:

$$i = \left(\frac{n}{n_0}\right)^2 \frac{n_0^2 V^2}{R^{4/3}} = \left(\frac{n}{n_0}\right)^2 \frac{n_0^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (4.63)$$

και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά  $B$ ,  $A$  και  $R$  είναι συναρτήσεις του βάθους  $y$ .

Η (4.62) προκύπτει με παραγωγή της  $H = z + y + V^2/2g$  ως προς  $x$ , και αντικατάσταση των  $i = -\partial H / \partial x$ ,  $J = -\partial z / \partial x$  και της

$$\frac{d(V^2/2g)}{dx} = -\frac{Q^2 B}{g A^3} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (4.64)$$

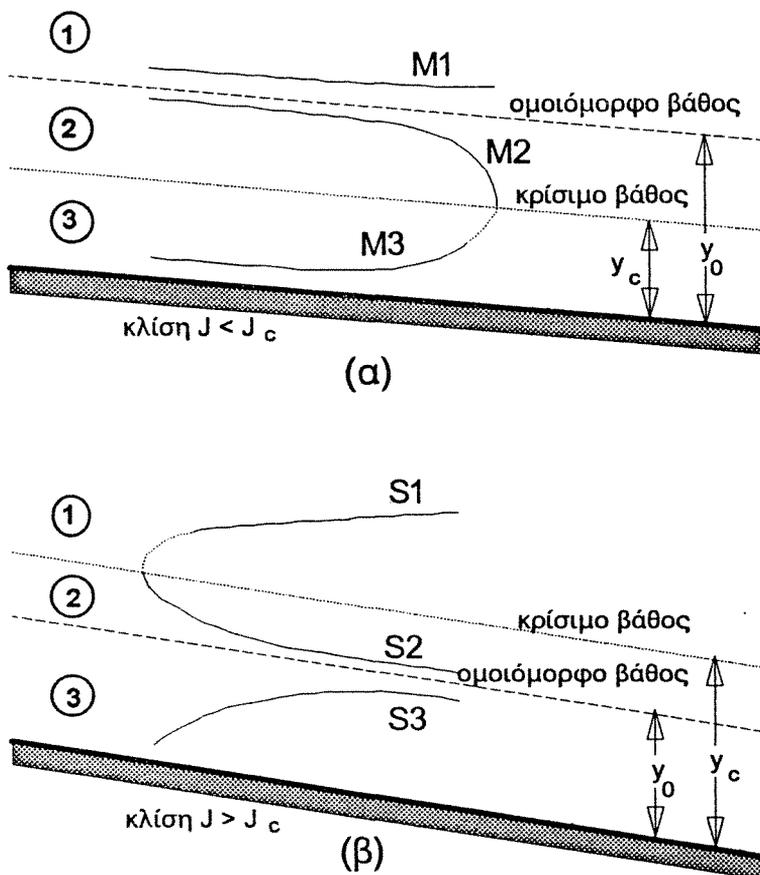
Στις αριθμητικές εφαρμογές, αντί της (4.62) χρησιμοποιείται η ισοδύναμη εξίσωση

$$\frac{d(y + V^2/2g)}{dx} = J - i \quad (4.65)$$

Στη μέθοδο της βήμα προς βήμα ολοκλήρωσης η (4.65) γράφεται υπό μορφή πεπερασμένων διαφορών, και στην περίπτωση που εφαρμόζεται για γνωστά όρια ολοκλήρωσης  $y_1$  και  $y_2$  δίνει

$$\Delta x = x_2 - x_1 = \frac{\Delta(y + V^2/2g)}{J - \bar{i}} \quad (4.66)$$

όπου θεωρείται ότι  $\Delta(y + V^2/2g) = (y + V^2/2g)_2 - (y + V^2/2g)_1$  και  $\bar{i} = (1/2)(i_2 + i_1)$ . Η μέθοδος της βήμα προς βήμα αριθμητικής ολοκλήρωσης διασαφηνίζεται με τις εφαρμογές που ακολουθούν.



**Σχήμα 4.10** Τυπικές μορφές καμπυλών ελεύθερης επιφάνειας ανομοιόμορφης ροής βαθμιαίας μεταβολής (α) σε υποκρίσιμη κλίση και (β) σε υπερκρίσιμη κλίση

**Εφαρμογή 4.17.α**

Να βρεθεί το μήκος στο οποίο αναπτύσσεται η καμπύλη M2 ανάντη του φρεατίου στο Σχήμα 4.6.β (εφαρμογή 4.14.α).

**Λύση:** Ανακεφαλαιώνοντας τη λύση της εφαρμογής 4.14.α, για τον ανάντη αγωγό έχουμε:  $J = 5.2 \text{ km}$ ,  $D = 80 \text{ cm}$ ,  $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$  και  $n = 0.013$ . Τα χαρακτηριστικά της ομοιόμορφης ροής είναι  $y = 0.47 \text{ m}$ ,  $V = 1.64 \text{ m/s}$  και  $H_0 = 0.61 \text{ m}$ . Εξ άλλου είναι  $\xi = 512 Q^2 / (gD^5) = 512 * 0.5^2 / (9.81 * 0.8^5) = 39.8$ , οπότε από την (4.53) προκύπτει  $\theta_c = 3.277$  και  $y_c / D = 0.53$  ή  $y_c = 0.43 \text{ m}$ , ενώ  $A_c = (3.277 - \sin 3.277) * 0.8^2 / 8 = 0.273 \text{ m}^2$ ,  $V_c = 0.5 / 0.273 = 1.83 \text{ m/s}$ . Η κρίσιμη ειδική ενέργεια είναι:  $H_{0c} = 0.43 + 1.83^2 / (2 * 9.81) = 0.60 \text{ m}$ .

Επανερχόμενοι στο Σχήμα 4.6.2 μορφώνουμε την εξίσωση ενέργειας στις διατομές εξόδου και εισόδου του φρεατίου, και έχουμε  $(H_0)_2 + h_\tau = (H_0)_1 + \Delta z$  ή  $0.69 + 0.03 = (H_0)_1 + 0.20$  ή  $(H_0)_1 = 0.52 \text{ m}$ . Όμως η ειδική ενέργεια στη διατομή εξόδου δεν μπορεί να είναι μικρότερη από την κρίσιμη ειδική ενέργεια (βλ. Σχ. 4.7), άρα στη διατομή εξόδου θα είναι  $(H_0)_1 = H_c = 0.60 \text{ m}$  και  $y_0 = y_c = 0.43 \text{ m}$ . Έτσι η καμπύλη M2 θα αναπτυχθεί πλήρως, με εμφάνιση κρίσιμου βάθους στη διατομή εξόδου. Σημειώνεται ότι αν προέκυπτε  $(H_0)_1 > H_c$  δεν θα εμφανίζονταν κρίσιμο βάθος στη διατομή εξόδου, αλλά θα αναπτύσσονταν μόνο ένα μέρος της καμπύλης M2.

Λόγω της μικρής μεταβολής του βάθους από  $y = 0.47 \text{ m}$  σε  $y = 0.43 \text{ m}$ , ο υπολογισμός του μήκους στο οποίο αναπτύσσεται η καμπύλη M2 μπορεί να γίνει με μια μόνο εφαρμογή της (4.62). Έτσι έχουμε  $\Delta(y + V^2/2g) = 0.60 - 0.61 = -0.01 \text{ m}$ . Η κλίση ενέργειας στη διατομή ομοιόμορφου βάθους είναι προφανώς  $i_1 = 0.0052$  ενώ για τη διατομή κρίσιμου βάθους έχουμε  $\theta_c = 3.277$ ,  $R_c = (1 - \sin 3.277/3.277) * 0.8/4 = 0.208 \text{ m}$ ,  $n/n_0 = 1.242$ , οπότε η (4.63) δίνει  $i_2 = (1.242)^2 * 0.013^2 * 1.83^2 / 0.208^{4/3} = 0.0071$ . Κατά συνέπεια η μέση κλίση είναι:  $\bar{i} = (i_1 + i_2)/2 = 0.0062$  και η διαφορά  $J - \bar{i} = 0.0052 - 0.0062 = -0.0010$ . Άρα  $\Delta x \approx (-0.01) / (-0.0010) = 10 \text{ m}$ .

**Εφαρμογή 4.17.β**

Αγωγός ομβρίων διαμέτρου 150 m και κλίσης 1 m/km εκβάλλει ελεύθερα σε υδατόρευμα, μεταφέροντας παροχή 13 m<sup>3</sup>/s. Ζητούνται οι συντεταγμένες της καμπύλης της ελεύθερης επιφάνειας της ροής ανάντη της εκβολής του αγωγού. Να θεωρηθεί μεταβλητή τραχύτητα με  $n_0 = 0.013$ .

**Λύση:** α. Υπολογισμός χαρακτηριστικών ομοιόμορφης ροής

$$Q_0 = (3.14/4^{5/3}) * (1/0.013) * 1.5^{8/3} * 0.001^{1/2} = 2.23 \text{ m}^3/\text{s}, Q/Q_0 = 0.58, y/D = 0.62 \text{ και } y = 0.93 \text{ m. Εξ άλλου } V/V_0 = 0.89, V_0 = (1/0.013) * (1.5/4)^{2/3} * 0.001^{1/2} = 1.26 \text{ m/s και } V = 1.13 \text{ m/s.}$$

β. Υπολογισμός χαρακτηριστικών κρίσιμης ροής

$$\xi = 512 Q^2 / (g D^5) = 512 * 1.3^2 / (9.81 * 1.5^5) = 11.62, \text{ οπότε } \theta_c = 2.685, y_c/D = 0.387 \text{ και } y_c = 0.58 \text{ m. Εξ άλλου } A_c = (2.685 - \sin 2.685) * 1.5^2 / 8 = 0.631 \text{ m}^2 \text{ και } V_c = 1.3 / 0.631 = 2.06 \text{ m/s.}$$

γ. Γενικά χαρακτηριστικά καμπύλης ανομοιόμορφης ροής

Επειδή  $y_0 > y_c$  η ροή είναι υποκρίσιμη και κατά συνέπεια θα σχηματιστεί καμπύλη κατάπτωσης M2. Η καμπύλη αυτή θα ξεκινά από βάθος  $y = 0.93 \text{ m}$  και θα καταλήγει, στην ελεύθερη εκβολή, σε βάθος  $y_c = 0.58 \text{ m}$ .

δ. Υπολογισμός συντεταγμένων καμπύλης M2

Ο υπολογισμός γίνεται παρακάτω σε πινακοποιημένη μορφή, χωρίς ιδιαίτερες δυσκολίες. Το συνολικό μήκος στο οποίο επεκτείνεται η καμπύλη είναι 523 m. Στην πράξη είναι απίθανο να διατίθεται ένα τόσο μεγάλο μήκος, στο οποίο να μη συμβαίνει καμιά μεταβολή της παροχής, της διατομής ή της κλίσης. Έτσι η ολοκλήρωση της καμπύλης θα σταματήσει στο διατιθέμενο μήκος, μέχρι την επόμενη αλλαγή των παραπάνω χαρακτηριστικών (π.χ στο επόμενο φρεάτιο συμβολής), και κατά συνέπεια το ομοιόμορφο βάθος δεν θα επιτευχθεί ποτέ.

Σημειώνεται ότι στην πραγματικότητα το κρίσιμο βάθος δεν εμφανίζεται ακριβώς στη διατομή εξόδου, αλλά σε απόσταση περίπου  $4y_c = 2.3 \text{ m}$  ανάντη, οπότε οι συντεταγμένες  $x$  που υπολογίζονται στον Πίνακα 4.6 έχουν ως αφετηρία αυτή τη θέση.

**Πίνακας 4.6** Υπολογισμός καμπύλης κατάπτωσης M2 (εφαρμογή 4.17.β)

$y$	$y/D$	$\theta$	$A/A_0$	$R/R_0$	$A$	$R$	$V$	$y + \frac{V^2}{2g}$	$n/n_0$	$\bar{i} \cdot 10^3$	$\bar{i} \cdot 10^3$	$(J - \bar{i}) \cdot 10^3$	$\Delta \left( y + \frac{V^2}{2g} \right)$	$\Delta x$	$x$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
0.58	0.387	2.684	0.356	0.836	0.631	0.313	2.061	0.796	1.273	5.474					0
0.63	0.420	2.820	0.399	0.888	0.704	0.333	1.836	0.804	1.268	4.310	4.892	-3.892	0.008	2.06	2.06
0.68	0.453	2.955	0.441	0.937	0.779	0.351	1.669	0.822	1.262	3.028	3.669	-2.669	0.018	6.74	8.80
0.73	0.487	3.088	0.483	0.983	0.854	0.369	1.523	0.848	1.255	2.333	2.681	-1.681	0.026	15.47	24.27
0.78	0.520	3.222	0.525	1.025	0.929	0.384	1.400	0.880	1.246	1.842	2.088	-1.088	0.032	29.43	53.70
0.83	0.553	3.355	0.568	1.063	1.003	0.399	1.296	0.916	1.236	1.476	1.659	-0.659	0.036	54.63	108.33
0.88	0.587	3.490	0.610	1.098	1.078	0.412	1.206	0.954	1.225	1.263	1.370	-0.370	0.038	102.84	211.17
0.93	0.620	3.626	0.651	1.128	1.151	0.423	1.129	0.995	1.214	1.000	1.132	-0.132	0.041	311.79	522.96

**Παρατηρήσεις**

Στήλη 1:	Βάθη από το κρίσιμο βάθος 0.58 m μέχρι το ομοιόμορφο βάθος 0.93 m	Στήλη 10:	Από σχέση (4.28)
Στήλη 2:	(Στ. 1)/(1.50 m)	Στήλη 11:	Από σχέση (4.63)
Στ. 3, 4, 5:	Από σχέσεις Πίνακα 4.2	Στήλη 12:	Μέσος όρος των διαδοχικών τιμών της (Στ. 11)
Στήλη 6:	(Στ. 4) * $A_0$ όπου $A_0 = 3.14 * 1.5^2 / 4 = 1.767 \text{ m}^2$	Στήλη 13:	$J - (\Sigma \tau. 12)$ όπου $J = 0.001$
Στήλη 7:	(Στ. 5) * $R_0$ όπου $R_0 = 1.5 / 4.0 = 0.375 \text{ m}$	Στήλη 14:	Διαφορά διαδοχικών τιμών της (Στ. 9)
Στήλη 8:	$Q / (\Sigma \tau. 6)$ όπου $Q = 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$	Στήλη 15:	(Στ. 14) / (Στ. 15)
Στήλη 9:	$(\Sigma \tau. 1) + (\Sigma \tau. 8)^2 / (2 * 9.81)$	Στήλη 16:	Αθροιστικές τιμές της (Στ. 15)

---

---

## Κεφάλαιο 5 Προσομοίωση λειτουργίας δικτύων ομβρίων

---

---

### 5.1 Γενικά

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο η ροή στα δίκτυα αποχέτευσης είναι μη μόνιμη, δηλαδή τα χαρακτηριστικά της μεταβάλλονται στο χρόνο. Όμως για τη διαστασιολόγηση των αγωγών γίνεται η παραδοχή μόνιμης ροής, και οι υπολογισμοί γίνονται για τις συνθήκες αιχμής, δηλαδή για τη στιγμή που η παροχή είναι μέγιστη. Είναι προφανές ότι αυτή η μεθοδολογία είναι προσεγγιστική και δεν είναι κατάλληλη για την παρακολούθηση της εξέλιξης των χαρακτηριστικών ροής σε πραγματικό ή ιδεατό χρόνο. Ιδιαίτερα για τα δίκτυα ομβρίων η ανάγκη παρακολούθησης της εξέλιξης ενός πλημμυρικού φαινομένου, πραγματικού ή υποθετικού, επιβάλλει την ανάπτυξη και χρησιμοποίηση άλλων μεθοδολογιών, που στηρίζονται στη θεωρία της μη μόνιμης ροής. Αυτές οι μεθοδολογίες που επιλύουν πολύπλοκες εξισώσεις σε ένα δίκτυο με πολύπλοκη τοπολογία, έγιναν εφαρμόσιμες τα τελευταία χρόνια χάρη στην ανάπτυξη της πληροφορικής. Έτσι αναπτύχθηκαν ολοκληρωμένα μοντέλα προσομοίωσης δικτύων ομβρίων, που, αφού τροφοδοτηθούν με τα δεδομένα τοπολογίας και γεωμετρίας του δικτύου και τα χωροχρονικά δεδομένα της εξέλιξης μιας συγκεκριμένης καταιγίδας, εξάγουν τη χωροχρονική εξέλιξη των χαρακτηριστικών ροής στο σύνολο του δικτύου ομβρίων. Τα μοντέλα

αυτά αποτελούν συνδυασμό υδρολογίας και υδραυλικής, με αξιοποίηση και της πληροφορικής

Στο κεφάλαιο αυτό δίνονται περιληπτικά οι υδραυλικές και υδρολογικές αρχές και εξισώσεις, στις οποίες βασίζονται οι μέθοδοι προσομοίωσης, καθώς και οι τρόποι επίλυσης των εξισώσεων αυτών. Επίσης περιγράφονται συνοπτικά ορισμένα από τα πιο γνωστά διεθνώς μοντέλα προσομοίωσης δικτύων ομβρίων.

Τα σύγχρονα μοντέλα προσομοίωσης δικτύων ομβρίων καλύπτουν τις ακόλουθες σκοπιμότητες:

- Μη συμβατικός σχεδιασμός δικτύων, που υποκαθιστά τον κλασικό σχεδιασμό (της ορθολογικής μεθόδου), δίνοντας πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα, ιδιαίτερα σε μεγάλα δίκτυα που χαρακτηρίζονται από σημαντικό όγκο αποθήκευσης
- Βελτιστοποίηση σχεδιασμού δικτύων.
- Έλεγχος της λειτουργίας δικτύων κάτω από διάφορα σενάρια καταιγίδων, ιδιαίτερα χρήσιμος για την παρακολούθηση της συμπεριφοράς του δικτύου κάτω από συνθήκες υδραυλικής φόρτισης δυσμενέστερες (δηλαδή σπανιότερες) των συνθηκών σχεδιασμού.
- Βελτιστοποίηση της λειτουργίας δικτύων, σε περίπτωση που έχει έννοια η βελτιστοποίηση (πχ. αν περιλαμβάνουν δεξαμενές ανάσχεσης με θυροφράγματα, αντλιοστάσια, ή άλλες συσκευές ελέγχου)
- Προσομοίωση της μεταβολής των ποιοτικών χαρακτηριστικών των ομβρίων (συγκεντρώσεις ρύπων κλπ)

Οι μέθοδοι που κατά κανόνα χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της λειτουργίας δικτύων ομβρίων είναι συγκεντρωτικά οι ακόλουθες:

### 1. *Επιφανειακή ροή*

Κυρίως χρησιμοποιούνται υδρολογικά μοντέλα βροχής-απορροής, που περιλαμβάνουν και διαδικασίες εκτίμησης των υδρολογικών απωλειών. Σπανιότερα χρησιμοποιούνται και υδραυλικές μέθοδοι μη μόνιμης ροής και μόνο για επιφάνειες απλής γεωμετρίας (πχ επίπεδες εκτάσεις).

## 2. Ροή με ελεύθερη επιφάνεια σε αγωγούς

Χρησιμοποιούνται μοντέλα δύο τύπων:

- υδραυλικά μοντέλα διόδευσης πλημμυρών βασισμένα σε αριθμητικές μεθόδους επίλυσης των διαφορικών εξισώσεων μη μόνιμης ροής, και
- υδρολογικά μοντέλα διόδευσης πλημμυρών βασισμένα σε εννοιολογικές (conceptual) μεθόδους (π.χ. Muskingum).

## 3. Ροή υπό πίεση σε αγωγούς

Η ροή υπό πίεση εμφανίζεται όταν οι αγωγοί υπερφορτωθούν, κάτω από πλημμυρικές συνθήκες δυσμενέστερες των συνθηκών σχεδιασμού. Οι πιέσεις που αναπτύσσονται είναι βέβαια μικρές (π.χ. 1 m). Κατά συνέπεια τα μοντέλα μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς, βασισμένα στη θεωρία της ασυμπίεστης υγρής στήλης είναι επαρκή για την περιγραφή του φαινομένου.

# 5.2 Γενικές εξισώσεις μη μόνιμης ροής με ελεύθερη επιφάνεια

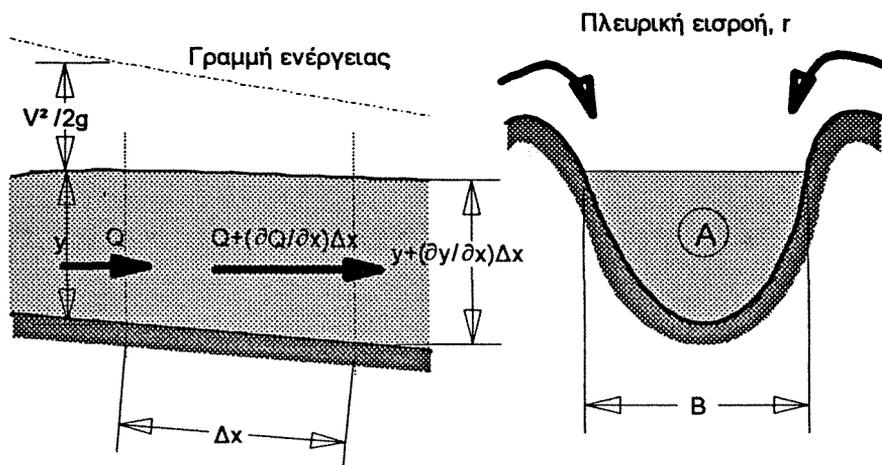
## 5.2.1 Γενικά – Συμβολισμοί

Το πρόβλημα της διόδευσης μιας πλημμύρας, δηλαδή το πρόβλημα της μαθηματικής αναπαράστασης της εξέλιξης ενός πλημμυρικού φαινομένου στο χώρο και το χρόνο, στην πλειονότητα των περιπτώσεων περιγράφεται ικανοποιητικά από τις διαφορικές εξισώσεις μονοδιάστατης μη μόνιμης ροής βαθμιαίας μεταβολής σε ανοιχτούς αγωγούς (Saint Venant). Οι εξισώσεις αυτές αναλύονται στα επόμενα εδάφια.

Παρακάτω δίνονται συγκεντρωτικά τα μεγέθη και τα σύμβολα που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση που επακολουθεί, τα οποία επεξηγούνται και στο Σχήμα 5.1. Προφανώς, αφού η ροή είναι μη μόνιμη και με ελεύθερη επιφάνεια, όλα τα γεωμετρικά και υδραυλικά μεγέθη είναι συναρτήσεις του χρόνου και του χώρου (θέσης της διατομής κατά μήκος του αγωγού).

$x$ :	ο παράλληλος με την κύρια διεύθυνση της ροής άξονας συντεταγμένων
$t$ :	ο χρόνος
$z(x)$ :	το υψόμετρο πυθμένα

- $y(x,t)$ : το βάθος ροής  
 $V(x,t)$ : η μέση ταχύτητα κατά τη διεύθυνση  $x$  (οι άλλες συνιστώσες της ταχύτητας θεωρούνται μηδενικές)  
 $A(x,t)$ : η επιφάνεια της υγρής διατομής  
 $B(x,t)$ : το πλάτος της διατομής στην ελεύθερη επιφάνεια  
 $y_m(x,t)$ : το υδραυλικό βάθος ( $y_m = A/B$ )  
 $Q(x,t)$ : η παροχή της υγρής διατομής  
 $r(x,t)$ : η πλευρική εισροή (παροχή ανά μονάδα μήκους)  
 $H(x,t)$ : ολικό ύψος ενέργειας ( $H = z + p/\gamma + V^2/2g$ , όπου  $p$  η πίεση,  $\gamma$  το ειδικό βάρος του νερού και  $g$  η επιτάχυνση βαρύτητας. Για ροή με ελεύθερη επιφάνεια  $p/\gamma = y$ )  
 $Fr(x,t)$ : ο αριθμός Froude ( $Fr = V / (gy_m)^{1/2}$ )  
 $J(x)$ : η κλίση του πυθμένα ( $J = dz/dx$ )  
 $i(x,t)$ : η κλίση τριβών ( $i = \tau_0/\gamma R$ , όπου  $\tau_0$  η συρτική τάση. Προσδιορίζεται π.χ. από τη σχέση Manning)



**Σχήμα 5.1** Επεξηγηματικό σκαρίφημα για τα μεγέθη της μη μόνιμης ροής σε ανοιχτούς αγωγούς

### 5.2.2 Η εξίσωση συνέχειας

Η πρώτη εξίσωση που χρησιμοποιείται για την ανάλυση της μη μόνιμης ροής σε ανοιχτούς αγωγούς είναι η εξίσωση συνέχειας. Με τη βοήθεια του Σχήματος 5.1 η εξίσωση συνέχειας για το τμήμα  $\Delta x$  γράφεται

$$\frac{\partial S}{\partial t} = Q - \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \right) + r \quad (5.1)$$

όπου  $S$  ο όγκος που περιλαμβάνεται μεταξύ των δύο διατομών. Ο όγκος αυτός είναι  $S = A \Delta x$  και κατά συνέπεια μετά τις πράξεις η (5.1) παίρνει την ακόλουθη τελική μορφή

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = r \quad (5.2)$$

Η (5.2), στην οποία το βασικό μέγεθος είναι η παροχή, λέγεται και συντηρητική (conservative) μορφή της εξίσωσης συνέχειας. Μια άλλη ισοδύναμη μορφή της, στην οποία το βάθος ροής και η ταχύτητα έχουν αντικαταστήσει την επιφάνεια και την παροχή, είναι η ακόλουθη

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + y_m \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{r}{B} \quad (5.3)$$

Με ολοκλήρωση ως προς  $x$  της διαφορικής εξίσωσης (5.2) μεταξύ δύο διατομών 1 (ανάντη) και 2 (κατάντη), προκύπτει η ακόλουθη μορφή της εξίσωσης συνέχειας

$$\frac{dS(t)}{dt} = I(t) - Q(t) + R(t) \quad (5.4)$$

όπου  $I(t)$  η παροχή εισροής, δηλαδή η παροχή στην ανάντη διατομή 1,  $Q(t)$  η παροχή εκροής, δηλαδή η παροχή στην κατάντη διατομή 2,  $S(t)$  ο συνολικός αποθηκευμένος όγκος νερού στο τμήμα AB, και  $R(t)$  η συνολική παροχή πλευρικής εισροής στο τμήμα 1-2. Τα δύο τελευταία μεγέθη ορίζονται από τις σχέσεις

$$S(t) = \int_{x_1}^{x_2} A(x,t) dx \quad (5.5)$$

$$R(t) = \int_{x_1}^{x_2} r(x,t) dx \quad (5.6)$$

### 5.2.3 Η εξίσωση ορμής ή δυναμική εξίσωση

Στην περίπτωση της μη μόνιμης ροής οι απώλειες ενέργειας οφείλονται στις τριβές ( $h_f$ ), αλλά και στην επιτάχυνση ( $h_a$ ). Για τον όγκο αναφοράς που αναφέρεται στο μήκος  $\Delta x$ , οι πρώτες είναι  $h_f = i \Delta x$  και οι τελευταίες  $h_a = (1/g)(\partial V/\partial t) \Delta x$ . Κατά συνέπεια η μεταβολή της ενέργειας κατά μήκος του  $\Delta x$  είναι

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( z + y + \frac{V^2}{2g} \right) = -i - \frac{\partial V}{g \partial t} \quad (5.7)$$

απ' όπου προκύπτει η ακόλουθη διαφορική εξίσωση, γνωστή ως δυναμική εξίσωση ή εξίσωση ορμής:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = J - i \quad (5.8)$$

Με αυστηρότερο τρόπο η παραγωγή της παραπάνω εξίσωσης προκύπτει από την αρχή της διατήρησης της ορμής (βλ. κείμενα υδραυλικής ανοιχτών αγωγών, π.χ. Χριστοδούλου, 1978, Henderson, 1966). Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιπροσωπεύει την ισορροπία των ακόλουθων μεγεθών, εκφρασμένων ανά μονάδα βάρους:

- δυνάμεων βαρύτητας (όρος  $J$ ),
- δυνάμεων τριβής (όρος  $i$ ),
- διαφοράς δυνάμεων πίεσης (όρος  $\partial y/\partial x$ ),
- μεταθετικής επιτάχυνσης (όρος  $(V/g)(\partial V/\partial x)$ ), και
- τοπικής επιτάχυνσης (όρος  $(1/g)(\partial V/\partial t)$ ).

Αν στην (5.8) παραλειφθεί ο όρος της τοπικής επιτάχυνσης, δηλαδή ο πρώτος όρος του πρώτου μέλους, τότε προκύπτει η διαφορική εξίσωση της ανομοιόμορφης μόνιμης ροής (Εξίσωση 4.65). Αν παραλειφθούν και οι υπόλοιποι όροι του πρώτου μέλους τότε η (5.8) παίρνει την απλούστατη μορφή  $i = J$ , που ταυτίζεται με την εξίσωση ενέργειας για μόνιμη ομοιόμορφη ροή. Στην τελευταία περίπτωση προκύπτει μονοσή-

μαντη σχέση στάθμης - παροχής στον αγωγό. Η ροή που χαρακτηρίζεται από αμελητέους όρους του πρώτου μέλους είναι γνωστή με τον όρο *κινηματικό κύμα*, ενώ η ροή στην οποία είναι σημαντικό μόνο ο όρος της διαφοράς δυνάμεων πίεσης χαρακτηρίζεται ως *κύμα διάχυσης*.

Στην εξίσωση (5.8) θεωρείται ότι η πλευρική εισροή  $r$  εισέρχεται στον αγωγό με κατεύθυνση κάθετη στην κύρια διεύθυνση ροής, και έτσι δεν επηρεάζει την ορμή κατά  $x$ . Αν όμως η εισροή πραγματοποιείται με τυχαία διεύθυνση, έχοντας ταχύτητα  $W$  με συνιστώσα παράλληλη προς την κύρια ροή  $W_x$ , η δυναμική εξίσωση γράφεται (Raudkivi, 1979)

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{W_x r}{gA} = J - i \quad (5.9)$$

Η συντηρητική μορφή της δυναμικής εξίσωσης, στην οποία αντί της ταχύτητας εμφανίζεται η παροχή, είναι η ακόλουθη, ισοδύναμη με την (5.8) (Dooge, 1986):

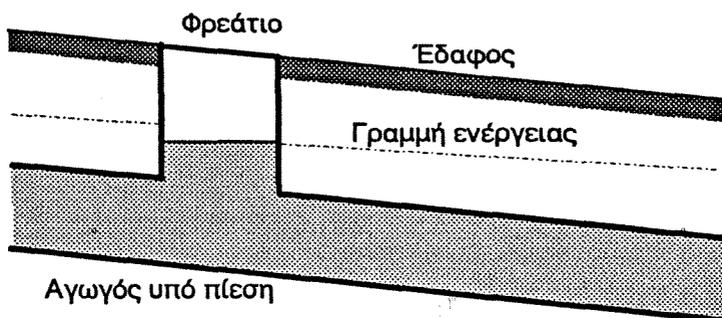
$$\frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} + y_m (1 - Fr^2) \frac{\partial A}{\partial x} = A(J - i) \quad (5.10)$$

### 5.3 Γενικές εξισώσεις μη μόνιμης ροής υπό πίεση για ασυμπίεστα ρευστά

Με την προϋπόθεση ότι το ρευστό είναι ασυμπίεστο, οι εξισώσεις της μη μόνιμης ροής παίρνουν πολύ απλούστερες εκφράσεις στην περίπτωση των κλειστών αγωγών υπό πίεση, όπου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής είναι σταθερά. Πράγματι, κατά μήκος του αγωγού του Σχήματος 5.2 η εξίσωση συνέχειας (5.2) παίρνει τη μορφή

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5.11)$$

η οποία υποδηλώνει ότι η παροχή δεν είναι συνάρτηση του μήκους αλλά μόνο του χρόνου. Προφανώς το ίδιο ισχύει και για την ταχύτητα.



**Σχήμα 5.2** Επεξηγηματικό σκαρίφημα για τα μεγέθη της μη μόνιμης ροής σε κλειστός αγωγός

Για την περίπτωση των κόμβων, όπως το φρεάτιο του Σχήματος 5.2, η εξίσωση συνέχειας παίρνει τη μορφή της (5.4), όπου  $I(t)$  είναι η παροχή στη διατομή ανάντη του φρεατίου,  $Q(t)$  είναι η παροχή στη διατομή κατάντη του φρεατίου,  $R(t)$  είναι η παροχή εισροής στο φρεάτιο και  $S(t)$  ο αποθηκευμένος όγκος στο φρεάτιο.

Αντίστοιχα, η δυναμική εξίσωση (5.8) κατά μήκος του αγωγού του Σχήματος 5.2 παίρνει τη μορφή

$$\frac{1}{g} \frac{dV}{dt} = \frac{dH}{dx} - i \quad (5.12)$$

Η ολοκλήρωση κατά  $x$  της (5.12) κατά μήκος του τμήματος μεταξύ των φρεατίων A και B, με συμπερίληψη και των τοπικών απωλειών, δίνει

$$\Delta H_{AB} = \left( f \frac{L_{AB}}{D_{AB}} + \sum k_{AB} \right) \frac{V^2}{2g} + \frac{1}{g} \frac{dV}{dt} \quad (5.13)$$

όπου  $\Delta H_{AB}$  οι ολικές απώλειες ενέργειας μεταξύ των A και B,  $L_{AB}$  και  $D_{AB}$  το μήκος και η διάμετρος, αντίστοιχα, του τμήματος AB,  $f$  ο συντελεστής τριβών (σχέση Darcy-Weisbach) και  $\sum k_{AB}$  ο αθροιστικός συντελεστής τοπικών απωλειών στο μήκος AB.

Επισημαίνεται ότι η παραπάνω ανάλυση βασίζεται στην παραδοχή ασυμπιέστου ρευστού, η οποία είναι επαρκής για την παρακολούθηση της εξέλιξης της ροής σε αγωγούς ομβρίων, αλλά όχι για άλλες

περιπτώσεις μη μόνιμης ροής με σημαντική πίεση. Στις τελευταίες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται οι εξισώσεις της ελαστικής θεωρίας (συμπιεστού ρευστού) που είναι πολυπλοκότερες. Για τις εξισώσεις αυτές, καθώς και για πληρέστερη ανάλυση των εξισώσεων ασυμπίεστου ρευστού, ο αναγνώστης παραπέμπεται στους Νουτσόπουλο (1977) και Parmakian (1963).

## 5.4 Διόδευση πλημμυρών με υδραυλικές μεθόδους

### 5.4.1 Γενικά

Για την περίπτωση των ανοιχτών αγωγών η εξέλιξη στο χώρο και το χρόνο ενός πλημμυρικού φαινομένου διέπεται από τις διαφορικές εξισώσεις (5.2) και (5.10) (ή ισοδύναμα τις (5.3) και (5.8)). Σε συνδυασμό με αυτές χρησιμοποιούνται και μια εξίσωση τριβών (π.χ. Manning), καθώς και οι εξισώσεις που συνδέουν μεταξύ τους τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του αγωγού. Οι παραπάνω βασικές εξισώσεις συνιστούν ένα σύστημα μη γραμμικών διαφορικών εξισώσεων οι οποίες δεν είναι δυνατό να επιλυθούν αναλυτικά στην αρχική τους μορφή. Οι μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί για την επίλυσή τους, που γενικά περιγράφονται με τον όρο *υδραυλικές μέθοδοι*, βασίζονται σε είτε αριθμητικά σχήματα πεπερασμένων διαφορών είτε σε απλοποιήσεις των εξισώσεων, σε τρόπο ώστε να επιδέχονται αναλυτική επίλυση είτε σε συνδυασμούς των δύο παραπάνω μεθόδων.

Απαραίτητη για την επίλυση των εξισώσεων είναι η μόρφωση των οριακών συνθηκών, οι οποίες διακρίνονται σε χρονικές (αρχικές) και τερματικές. Συνήθως οι πρώτες εκφράζονται με τη συνθήκη μόνιμης ροής σε όλο το μήκος του ποταμού στο χρόνο  $t = 0$ . Οι δεύτερες για το ανάντη πέρας του μήκους ολοκλήρωσης ( $x = 0$ ) διατυπώνονται με τη μορφή ενός γνωστού υδρογραφήματος εισροής, ενώ για το κατάντη πέρας ( $x = L$ ) συνήθως διατυπώνονται με τη μορφή μιας γνωστής καμπύλης στάθμης-παροχής  $Q = f(y)$ .

Για την αριθμητική επίλυση των διαφορικών εξισώσεων έχει αναπτυχθεί μια ποικιλία μεθόδων, που μπορούν να ταξινομηθούν με τον παρακάτω τρόπο.

- α) *Ανάλογα με τον το χωροχρονικό κάνναβο επίλυσης και τη μορφή των διαφορικών εξισώσεων που χρησιμοποιούν διακρίνονται δύο κατηγορίες σχημάτων επίλυσης: τα σχήματα σταθερού ορθογωνικού καννάβου, τα οποία χαρακτηρίζονται από σταθερό χρονικό βήμα  $\Delta t$  και χωρικό βήμα  $\Delta x$ , και τα σχήματα χαρακτηριστικού καννάβου. Στα τελευταία η πορεία επίλυσης προχωρεί κατά μήκος των χαρακτηριστικών καμπυλών, οι οποίες ορίζονται από τις σχέσεις:*

$$dx/dt = u(x,t) + c(x,t) \quad (5.14)$$

$$dx/dt = u(x,t) - c(x,t) \quad (5.15)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις το μέγεθος  $c(x,t)$  είναι η ταχύτητα διάδοσης κύματος, που για μικρό ύψος κύματος ορίζεται από τη σχέση

$$c(x,t) = \sqrt{g y_m(x,t)} \quad (5.16)$$

Το πλεονέκτημα της χρησιμοποίησης του καννάβου των χαρακτηριστικών καμπυλών αντί του τυπικού καννάβου  $(x,t)$  είναι το γεγονός ότι κατά μήκος των χαρακτηριστικών οι διαφορικές εξισώσεις Saint Venant μετασχηματίζονται σε συνήθεις διαφορικές εξισώσεις (χωρίς μερικές παραγώγους) και είναι πιο εύκολο να επιλυθούν. Αναλυτική παρουσίαση της μεθόδου των χαρακτηριστικών γίνεται από τους Χριστοδούλου (1976), Chow (1959) και Henderson (1966).

- β) *Ανάλογα με την τεχνική παρεμβολής που χρησιμοποιούν διακρίνονται επίσης δύο τύποι σχημάτων επίλυσης: τα σχήματα πεπερασμένων διαφορών άμεσης επίλυσης (explicit), και τα πεπλεγμένα (implicit) σχήματα πεπερασμένων διαφορών. Στα πρώτα η επίλυση των εξισώσεων για κάθε χρονικό βήμα προχωρεί από θέση σε θέση κατά μήκος του αγωγού, μέχρι να καλύψει όλο το μήκος του αγωγού, και στη συνέχεια η διαδικασία επαναλαμβάνεται για το επόμενο χρονικό βήμα. Στα πεπλεγμένα σχήματα, αντίθετα, γράφονται οι εξισώσεις πεπερασμένων*

διαφορών για όλο το χωροχρονικό κάρναβο, και το σύστημα των γραμμικών εξισώσεων που προκύπτει επιλύεται ταυτόχρονα. Αναλυτικότερα τα αριθμητικά σχήματα επίλυσης παρουσιάζονται από τους Dooge (1986) και Grijsen (1986).

Οι μέθοδοι απλοποίησης αφορούν στη δυναμική εξίσωση και είναι δύο τύπων:

- α) *Μέθοδοι γραμμικοποίησης* της δυναμικής εξίσωσης π.χ. με εισαγωγή των αποκλίσεων των μεγεθών στη μη μόνιμη διαίτα από τα αντίστοιχα μεγέθη της μόνιμης διαίτας, και παράλειψη των όρων δεύτερης τάξης.
- β) *Μέθοδοι διαγραφής όρων* από την πλήρη μορφή της δυναμικής εξίσωσης. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στο γεγονός ότι οι όροι επιτάχυνσης (τοπικής και μεταθετικής) είναι συνήθως μικρότεροι των  $i$  και  $J$  κατά δύο τάξεις μεγέθους. Η μέθοδος επίλυσης που προκύπτει αν παραλειφθούν αυτοί οι όροι είναι η μέθοδος του κύματος διάχυσης (ή αναλόγου διάχυσης, βλ. Χριστοδούλου, 1977, Chow, 1959, Chow κ.ά., 1988, Henderson, 1966, Dooge, 1986). Αν παραλειφθεί και ο όρος διαφοράς πίεσης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, προκύπτει η μέθοδος του κινηματικού κύματος.

Η πλήρης ανάλυση των υδραυλικών μεθόδων διόδευσης ξεφεύγει από τους στόχους αυτού του κειμένου, και ο ενδιαφερόμενος αναγνώστης παραπέμπεται στα σχετικά βιβλία υδραυλικής, μερικά από τα οποία αναφέρθηκαν παραπάνω. Αναλυτικά θα εξεταστεί μόνο η μέθοδος του κινηματικού κύματος, η οποία είναι σαφώς απλούστερη από τις άλλες υδραυλικές μεθόδους.

#### 5.4.2 Διόδευση κινηματικού κύματος

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η μέθοδος του κινηματικού κύματος χαρακτηρίζεται από τη σχέση  $i = J$ . Κατά συνέπεια η ταχύτητα και η παροχή είναι μονοσήμαντες συναρτήσεις της στάθμης, ή ισοδύναμα, της επιφάνειας:

$$Q(x,t) = f[A(x,t)] \quad (5.17)$$

Από την (5.17) προκύπτει ότι

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = c(A) \frac{\partial A}{\partial x} \quad (5.18)$$

όπου το μέγεθος  $c(A)$  έχει διαστάσεις ταχύτητας και δίνεται από τη σχέση

$$c(A) = \frac{dQ}{dA} = f'[A] \quad (5.19)$$

Κατά συνέπεια η εξίσωση συνέχειας (5.2) παίρνει τη μορφή

$$\frac{\partial A}{\partial t} = -c(A) \frac{\partial A}{\partial x} + r \quad (5.20)$$

η οποία για μηδενική πλευρική εισροή ( $r = 0$ ) έχει γενική λύση (βλ. Dooge, 1986)

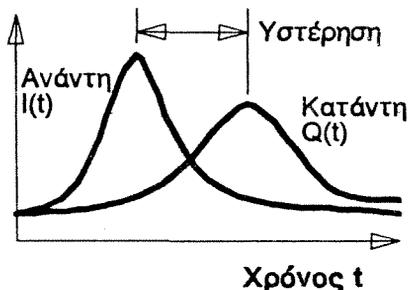
$$A = \varphi(t - x/c) \quad (5.21)$$

Η συνάρτηση  $\varphi$  καθορίζεται από την οριακή συνθήκη για  $x = 0$ . Εφόσον καθοριστεί με την (5.21) η εξέλιξη της επιφάνειας, η σχέση (5.17) δίνει την εξέλιξη της παροχής.

Από την (5.21) είναι σαφές ότι το μέγεθος  $c$  εκφράζει την ταχύτητα διάδοσης του κινηματικού κύματος, δεδομένου ότι για ένα παρατηρητή που μετακινείται προς τα κατάντη με ταχύτητα  $c$  η μορφή του κύματος ( $A$ ,  $Q$ ,  $y$ ) παραμένει αμετάβλητη. Η ταχύτητα διάδοσης αυτή είναι διαφορετική (αλλά της ίδιας τάξης μεγέθους) από την ταχύτητα διάδοσης του δυναμικού κύματος που δίνεται από την (5.16). Το μέγεθος  $c$ , όπως προκύπτει από τη σχέση ορισμού του (5.19), σε συνδυασμό με την (5.17) εξαρτάται από τη σχέση παροχής - επιφάνειας και κατά συνέπεια από το σχήμα της διατομής και τη σχέση απωλειών τριβής που χρησιμοποιείται. Για παράδειγμα, για ορθογωνικό αγωγό μεγάλου πλάτους και χρήση της σχέσης Manning προκύπτει  $c = (5/3)V$ .

Αν το μέγεθος  $c$  θεωρηθεί σταθερό, τότε προκύπτει το λεγόμενο γραμμικό κινηματικό κύμα, που, εφόσον δεν υπάρχει πλευρική εισροή, μετακινείται προς τα κατάντη με ταχύτητα  $c$  χωρίς καμιά μεταβολή του σχήματός του. Στη γενική περίπτωση μεταβλητού  $c$ , όπως αυτό

προκύπτει από την (5.19), το σχήμα του κύματος μεταβάλλεται στην πορεία του προς τα κατάντη, δεδομένου ότι τα ψηλότερα τμήματά του μετακινούνται ταχύτερα. Παρ' όλα αυτά, και πάλι δεν απομειώνεται η παροχή αιχμής ούτε το αντίστοιχο βάθος κατά την πορεία του κύματος προς τα κατάντη. Βεβαίως αυτό αντιβαίνει στη φυσική πραγματικότητα. Είναι γνωστό ότι, όταν δεν υπάρχουν πλευρικές εισροές, ένα πλημμυρικό κύμα εμφανίζεται στα κατάντη με χρονική καθυστέρηση και μειωμένη αιχμή, συνοδευόμενη και από μια μεγαλύτερη διασπορά, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στο Σχήμα 5.3.

Παροχή  $Q, I$ 

**Σχήμα 5.3** Τυπική εικόνα μεταβολής της μορφής ενός πλημμυρικού κύματος κατά την πορεία του προς τα κατάντη.

Η λύση (5.21), εκτός από την περίπτωση πολύ απλής οριακής συνθήκης, δεν είναι δυνατό να προσδιοριστεί αναλυτικά. Γι' αυτό στην πράξη χρησιμοποιούνται αριθμητικές μέθοδοι. Οι τελευταίες έχουν και το πλεονέκτημα ότι εμμέσως εισάγουν διάχυση στην προσεγγιστική λύση που δίνουν (Grjisen, 1986), και κατά συνέπεια αναιρούν το θεωρητικό μειονέκτημα της μη απομείωσης της αιχμής του κύματος. Με χρησιμοποίηση ενός σχήματος πεπερασμένων διαφορών άμεσης επίλυσης με σταθερό χρονικό και χωρικό κάνναβο ισοδιαστάσεων  $\Delta t$  και  $\Delta x$  αντίστοιχα, βασισμένο στις προς τα πίσω διαφορές, η (5.20) παίρνει τη μορφή

$$\frac{A_{i,j} - A_{i,j-1}}{\Delta t} = -\bar{c} \frac{A_{i,j-1} - A_{i-1,j-1}}{\Delta x} + \bar{r} \quad (5.22)$$

όπου

$$\bar{c} = c \left[ (A_{i,j-1} + A_{i-1,j-1}) / 2 \right] \quad (5.23)$$

$$\bar{r} = (r_{i,j} + r_{i,j-1}) / 2 \quad (5.24)$$

Στις παραπάνω σχέσεις οι δείκτες  $i$  και  $j$  δείχνουν θέση και χρόνο αντίστοιχα. Με επίλυση της (5.22) ως προς  $A_{i,j}$  παίρνουμε

$$A_{i,j} = A_{i,j-1} - \bar{c}(\Delta t / \Delta x)(A_{i,j-1} - A_{i-1,j-1}) + \bar{r} \Delta t \quad (5.25)$$

Με διαδοχική εφαρμογή της (5.22) προκύπτει η χωροχρονική εξέλιξη της επιφάνειας, δηλαδή οι τιμές του  $A_{i,j}$  για κάθε σημείο του χωροχρονικού καννάβου. Η εξέλιξη της παροχής προκύπτει στη συνέχεια από την (5.17).

Εξ άλλου αν συμβολίσουμε με  $g$  την αντίστροφη συνάρτηση της  $f$  και με  $e$  την παράγωγό της, ήτοι:

$$A(x,t) = g[Q(x,t)] \quad (5.26)$$

$$e(Q) = \frac{dA}{dQ} = g'[Q] \quad (5.27)$$

τότε η εξίσωση συνέχειας παίρνει την ισοδύναμη με την (5.20) έκφραση

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -e(Q) \frac{\partial Q}{\partial t} + r \quad (5.28)$$

Με παρόμοιο τρόπο όπως παραπάνω παίρνουμε την εξίσωση διαφορών

$$\frac{Q_{i,j} - Q_{i-1,j}}{\Delta x} = -\bar{e} \frac{Q_{i,j} - Q_{i-1,j-1}}{\Delta t} + \bar{r} \quad (5.29)$$

όπου

$$\bar{e} = e \left[ (Q_{i-1,j} + Q_{i-1,j-1}) / 2 \right] \quad (5.30)$$

ενώ το μέγεθος  $\bar{r}$  δίνεται από την (5.24). Με επίλυση της (5.29) ως προς  $Q_{i,j}$  παίρνουμε

$$Q_{i,j} = Q_{i-1,j} - \bar{e}(\Delta x / \Delta t)(Q_{i-1,j} - Q_{i-1,j-1}) + \bar{r} \Delta x \quad (5.31)$$

Με διαδοχική εφαρμογή της (5.31) προκύπτει η χωροχρονική εξέλιξη της παροχής για κάθε σημείο του χωροχρονικού καννάβου, χωρίς να μεσολαβήσει ο υπολογισμός της επιφάνειας. Η επιφάνεια μπορεί στη συνέχεια να υπολογιστεί από την (5.26).

Οι (5.22) και (5.29), παρόλο που προέρχονται από ισοδύναμες εκφράσεις της εξίσωσης συνέχειας, δεν είναι ισοδύναμες. Κατά συνέπεια η εφαρμογή της (5.25) (μαζί με την (5.17)) δίνει διαφορετική λύση από αυτή που δίνει η (5.31). Η τελευταία έχει την ιδιότητα της διατήρησης της μάζας, γι' αυτό και η (5.29) λέγεται *συντηρητική μορφή* της εξίσωσης συνέχειας.

Στην πράξη χρησιμοποιούνται ταυτόχρονα και η (5.25) και η (5.31) με τον ακόλουθο τρόπο (Wanielista, 1990)

- Χρησιμοποιείται πρώτα η (5.25) και υπολογίζεται η επιφάνεια  $A_{i,j}$ .
- Υπολογίζεται στη συνέχεια η νέα μέση τιμή της  $c$  (ήτοι  $\bar{c} = (c_{i,j} + c_{i,j-1})/2$ ).
- Εφόσον  $\bar{c} < \Delta x / \Delta t$  (κριτήριο ευστάθειας Courant-Friedrichs-Lewy για μεθόδους άμεσης επίλυσης) η τιμή που υπολογίστηκε γίνεται αποδεκτή.
- Σε αντίθετη περίπτωση επαναλαμβάνεται ο υπολογισμός, αλλά με την (5.31).

Σε ότι αφορά την επιλογή των βημάτων υπολογισμού, η βιβλιογραφία δίνει τις ακόλουθες οδηγίες, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευστάθεια και η σύγκλιση του αριθμητικού σχήματος (Wanielista, 1990)

$$L/50 \leq \Delta x \leq L/2 \quad (5.32)$$

$$\Delta t \leq t_p/5 \quad (5.33)$$

όπου  $L$  το ολικό μήκος και  $t_p$  ο χρόνος ανόδου του πλημμυρογραφήματος εισροής (για  $x = 0$ ).

## 5.5 Η φύση των υδρολογικών μεθόδων διόδευσης πλημμυρών

Μια ορισμένη κατηγορία μεθόδων, οι οποίες περιγράφονται με τον όρο *υδρολογικές μέθοδοι διόδευσης πλημμυρών*, περιλαμβάνει σαφώς απλούστερα και πιο εύχρηστα αριθμητικά σχήματα επίλυσης. Τα γενικά χαρακτηριστικά των μεθόδων αυτής της κατηγορίας είναι τα ακόλουθα:

1. Δεν αντιμετωπίζουν την πλήρη χωροχρονική εξέλιξη της πλημμύρας, αλλά μελετούν το πλημμυρικό φαινόμενο ως προς τη χρονική του εξέλιξη σε δύο μόνο σημεία, που αποτελούν το ανάντη και το κατόντη όριο (είσοδο και έξοδο) ενός τμήματος υδατορεύματος.
2. Το τμήμα του υδατορεύματος το αντιμετωπίζουν ως ένα κλειστό υδρολογικό σύστημα, το οποίο μετασχηματίζει την παροχή εισροής (είσοδος) στην παροχή εκροής (έξοδος).
3. Δεν χρησιμοποιούν την εξίσωση ορμής, αλλά την αντικαθιστούν είτε με μια συνάρτηση απόκρισης (response function) κλειστού τύπου ("μαύρου κουτιού" - black box), είτε με μια απλή εννοιολογική (conceptual) σχέση προσδιοριστικού τύπου.

Οι μέθοδοι αυτού του τύπου κατά κανόνα απαιτούν, για τη ρύθμισή τους, δεδομένα από καταγραφωμένα πλημμυρικά επεισόδια, στις θέσεις του ανάντη και κατόντη ορίου του τμήματος του αγωγού. Αντίθετα από τις υδραυλικές μεθόδους δεν προϋποθέτουν τη γνώση της τοπογραφίας (μηκοτομή, διατομές) και της τραχύτητας του υδατορεύματος.

Οι υδρολογικές μέθοδοι χρησιμοποιούν την εξίσωση συνέχειας με τη μορφή της (5.4). Όμως, αντί της εξίσωσης ορμής χρησιμοποιούν (ή υπονοούν) μια σχέση έκφρασης του αποθηκευμένου όγκου  $S$  συναρτήσει των άλλων μεταβλητών που υπεισέρχονται στην εξίσωση συνέχειας, ήτοι:

$$S(t) = f[I(t), Q(t), R(t)] \quad (5.34)$$

Η αντικατάσταση της  $S(t)$  από την (5.34) στην (5.4) δίνει μια γενική συναρτησιακή σχέση της μορφής:

$$\varphi_1[Q(t)] = \varphi_2[I(t), R(t)] \quad (5.35)$$

Από την τελευταία θεωρητικά μπορεί να υπολογιστεί το υδρογράφημα της παροχής εκροής  $Q(t)$ , αν είναι γνωστά τα υδρογραφήματα εισροής  $I(t)$  και  $R(t)$ . Στην πράξη η μαθηματική μορφή της (5.35) είναι αρκετά περίπλοκη, ώστε μόνο αριθμητικά μπορεί να επιλυθεί.

Όπως προαναφέρθηκε υπάρχουν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις στο θέμα της "απόκρισης" του υδρολογικού συστήματος στις εισροές  $I(t)$  και  $R(t)$ . Η πρώτη προσέγγιση, κλειστού τύπου (μαύρου κουτιού), ουσιαστικά δεν ενδιαφέρεται για τη μορφή της συνάρτησης  $f[ ]$  γι' αυτό και δεν κάνει καμιά σχετική υπόθεση. Αντίθετα, υποθέτει μια συγκεκριμένη μαθηματική μορφή των συναρτήσεων  $\varphi_1[ ]$  και  $\varphi_2[ ]$  της σχέσης (5.35), συνήθως γραμμικού τύπου (όπως π.χ. στο μοναδιαίο υδρογράφημα) και προσδιορίζει τις παραμέτρους που υπεισέρχονται στις συναρτήσεις αυτές με βάση διαθέσιμα καταγραμμένα πλημμυρογραφήματα. Αντίθετα η εννοιολογική προσέγγιση, με την οποία θα ασχοληθούμε παρακάτω περισσότερο, καταστρώνει μια λογικά θεμελιωμένη έκφραση για τη συνάρτηση  $f[ ]$ . Σε αυτή την περίπτωση οι παράμετροι έχουν κάποιο φυσικό νόημα, και γι' αυτό είναι ευκολότερος ο προσδιορισμός τους, ακόμα και χωρίς διαθέσιμα πλημμυρογραφήματα.

Στα παρακάτω θα αγνοήσουμε τελειώς την πλευρική εισροή, θεωρώντας

- (1) είτε ότι δεν υπάρχει ή είναι αμελητέα,
- (2) είτε ότι μπορεί να αντιμετωπιστεί ξεχωριστά, σε τρόπο ώστε να παραχθούν δύο διαφορετικά υδρογραφήματα εκροής, ένα για την κύρια εισροή  $I(t)$  και ένα για την πλευρική εισροή  $R(t)$  (με διαφορετικές εν γένει μεθοδολογίες το καθένα), τα οποία στη συνέχεια θα πρέπει να προστεθούν (περίπτωση γραμμικών μοντέλων),
- (3) είτε, τέλος, ότι μπορεί να προστεθεί στην κύρια εισροή (περίπτωση ταμιευτήρων).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, στην περίπτωση μηδενικής πλευρικής εισροής, οι υδρολογικές μέθοδοι δίνουν υδρογραφήματα εξόδου που συμφωνούν με την εικόνα του Σχήματος 5.3, δηλαδή δεν έχουν το μειονέκτημα της θεωρητικής λύσης του κινηματικού κύματος που αναφέρθηκε στο εδάφιο 5.3.1.

## 5.6 Γραμμικά εννοιολογικά μοντέλα διόδευσης – Η μέθοδος Muskingum

Η απλούστερη μορφή της συνάρτησης  $f[ ]$  είναι βέβαια η γραμμική της μορφής

$$S(t) = aI(t) + bQ(t) \quad (5.36)$$

όπου  $a$  και  $b$  είναι παράμετροι με σταθερή τιμή, ενώ προφανώς δεν υπάρχει σταθερός όρος στην παραπάνω σχέση (αφού για  $I(t) = Q(t) = 0$  θα είναι και  $S(t) = 0$ ).

Συνδυάζοντας τις εξισώσεις (5.31) και (5.4) παίρνουμε την ακόλουθη γραμμική διαφορική εξίσωση α' τάξης για την παροχή εκροής, στην περίπτωση που η πλευρική εισροή είναι μηδενική:

$$Q(t) + b \frac{dQ(t)}{dt} = I(t) - a \frac{dI(t)}{dt} \quad (5.37)$$

Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να επιλυθεί αναλυτικά, αν η συνάρτηση  $I(t)$  έχει αναλυτική έκφραση. Για παράδειγμα, αν η παροχή εισροής είναι ένας στιγμιαίος παλμός  $I(t) = \delta(t)$ , παίρνουμε την ακόλουθη μαθηματική έκφραση της παροχής εκροής, που αποτελεί και τη λεγόμενη *γραμμική απόκριση* του συστήματος (αγωγού ή υδατορεύματος):

$$h(t) = (1 + a/b) \exp(-t/b) / b - (a/b) \delta(t) \quad (5.38)$$

όπου  $h(t) = Q(t)$  η παροχή εκροής. Στην πράξη βέβαια η εισροή  $I(t)$  δεν έχει απλή αναλυτική έκφραση και γι' αυτό η ολοκλήρωσή της (5.37) γίνεται αριθμητικά.

Η κλασική μέθοδος Muskingum που προτάθηκε το 1939 από τον McCarthy, στηρίζεται ακριβώς στο παραπάνω γραμμικό μοντέλο. Η βασική της σχέση είναι μια παραλλαγή της (5.36), που έχει τη μορφή:

$$S(t) = K[xI(t) + (1-x)Q(t)] \quad (5.39)$$

όπου  $x$  αδιάστατη παράμετρος και  $K$  παράμετρος με διαστάσεις χρόνου. Η παράμετρος  $x$  παίρνει τιμές από 0 μέχρι 0.5, έχοντας επικρατέστερη τιμή 0.2. Η οριακή τιμή 0 αντιστοιχεί στην περίπτωση του (γραμμικού) ταμιευτήρα. Η παράμετρος  $K$  εκφράζει το μέσο χρόνο διαδρομής από την είσοδο μέχρι την έξοδο του αγωγού.

Για την αριθμητική εφαρμογή της μεθόδου μετατρέπεται η διαφορική εξίσωση (5.4) σε εξίσωση διαφορών. Για το χρονικό διάστημα  $\Delta t = t_j - t_{j-1}$  έχουμε:

$$\frac{S_j - S_{j-1}}{\Delta t} = \frac{I_j + I_{j-1}}{2} + \frac{Q_j + Q_{j-1}}{2} \quad (5.40)$$

Εκφράζοντας τα  $S_j$  και  $S_{j-1}$  συναρτήσει των αντίστοιχων  $I$  και  $Q$  από την (5.39) παίρνουμε την ακόλουθη τελική εξίσωση εφαρμογής:

$$Q_j = c_0 Q_{j-1} + b_0 I_{j-1} + b_1 I_j \quad (5.41)$$

όπου

$$c_0 = \frac{2K(1-x) - \Delta t}{2K(1-x) + \Delta t} \quad (5.42)$$

$$b_0 = \frac{2Kx + \Delta t}{2K(1-x) + \Delta t} \quad (5.43)$$

$$c_0 = \frac{-2Kx + \Delta t}{2K(1-x) + \Delta t} \quad (5.44)$$

Οι παραπάνω συντελεστές ικανοποιούν την προφανή σχέση

$$c_0 + b_0 + b_1 = 1 \quad (5.45)$$

Με βήμα προς βήμα εφαρμογή της εξίσωσης (5.41) παράγεται το υδρογράφημα εκροής  $Q(t)$  όταν είναι γνωστό το υδρογράφημα εισροής  $I(t)$ . Για να υπάρχει ευστάθεια της μεθόδου πρέπει το βήμα  $\Delta t$  να επιλέγεται μικρότερο της τιμής  $2K(1-x)$ , και πρακτικά για να υπάρχει ακρίβεια στους υπολογισμούς λαμβάνεται μεταξύ των τιμών  $K/4$  και  $K/3$ .

Η μέθοδος είναι εύχρηστη και δίνει αποτελέσματα ικανοποιητικά για τις πρακτικές εφαρμογές, για πεδινούς κυρίως ποταμούς, και για αριθμούς Froude μικρότερους από 0.5.

Για την εκτίμηση των παραμέτρων  $K$  και  $x$  της μεθόδου από καταγραμμένα πλημμυρογραφήματα έχουν αναπτυχθεί δύο κατηγορίες μεθόδων. Οι μέθοδοι της πρώτης κατηγορίας είναι ημιεμπειρικές και περιλαμβάνουν είτε δοκιμαστικές επαναλήψεις με επιλογή τιμών του  $x$ , και γραφική εκτίμηση της τιμής του  $K$  (βλ. Shaw, 1983, Wanielista, 1990), είτε άμεση γραφική εκτίμηση των  $x$  και  $K$  (Raudkivi, 1979). Οι μέθοδοι της δεύτερης κατηγορίας στηρίζονται στη θεωρία ανάλυσης χρονοσειρών (βλ. Young, 1986).

Όταν δεν υπάρχουν μετρήσεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις για την εκτίμηση των παραμέτρων της μεθόδου. Για παράδειγμα η παράμετρος  $K$  μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση (Wanielista, 1990)

$$K = L/V = LA/Q \quad (5.46)$$

όπου  $L$  το μήκος από την είσοδο μέχρι την έξοδο του υπό μελέτη τμήματος του αγωγού, ενώ τα μεγέθη  $Q$ ,  $V$ ,  $A$  αναφέρονται σε συνθήκες ροής υπό μόνιμη διαίτα με τη μέση παροχή του πλημμυρικού επεισοδίου. Η παράμετρος  $x$  συχνά επιλέγεται ίση με 0.2. Σημειώνεται ότι η απομείωση της αιχμής της πλημμύρας κατάντη αυξάνεται με τη μείωση του  $x$  και μηδενίζεται για  $x = 0.5$  (Raudkivi, 1979).

Μια απλοποίηση της μεθόδου Muskingum αποτελεί η διόδευση μέσω γραμμικού ταμιευτήρα, που αντιστοιχεί σε τιμή της παραμέτρου  $x = 0$ . Στην περίπτωση αυτή ο αποθηκευμένος όγκος είναι γραμμικά ανάλογος της παροχής εκροής και δεν σχετίζεται με την παροχή εισροής, ήτοι:

$$S(t) = KQ(t) \quad (5.47)$$

Οι υπολογισμοί της διόδευσης μέσω γραμμικού ταμειυτήρα μπορούν να γίνουν με τις εξισώσεις (5.41) έως (5.44) με  $x = 0$ . Σημειώνεται ότι η μέθοδος αυτή δεν είναι ακριβής για τη διόδευση πλημμύρας μέσω ταμειυτήρα ή δεξαμενής, για το λόγο ότι η πραγματική σχέση παροχής - αποθήκευσης είναι έντονα μη γραμμική (οι ακριβέστερες μέθοδοι περιγράφονται παρακάτω, ενότητα 5.7). Παρ' όλα αυτά η μέθοδος χρησιμοποιείται πολύ συχνά λόγω της απλότητάς της για διάφορα υδρολογικά συστήματα (πχ. για λεκάνες απορροής), τα οποία προσομοιώνονται με ένα ή περισσότερους (στη σειρά) ιδεατούς γραμμικούς ταμειυτήρες.

## 5.7 Επεκτάσεις της μεθόδου Muskingum – Η μέθοδος Muskingum-Cunge

Μια επέκταση της μεθόδου Muskingum, που οφείλεται στον μηχανικό J.A. Cunge και προτάθηκε το 1969, έχει επικρατήσει τελευταία και έχει αντικαταστήσει σε ευρύ φάσμα εφαρμογών την αυθεντική μορφή της μεθόδου Muskingum, αλλά και τη μέθοδο του κινηματικού κύματος. Ο Cunge απέδειξε ότι η μέθοδος Muskingum υπό ορισμένες προϋποθέσεις αποτελεί προσεγγιστική λύση των εξισώσεων του κινηματικού κύματος, αλλά και του κύματος διάχυσης. Οι προϋποθέσεις αυτές, που αποτελούν και τα βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου Muskingum-Cunge, αλλά και τις κύριες διαφορές της από την αυθεντική μέθοδο Muskingum είναι οι εξής

- α. Το συνολικό μήκος  $L$  του αγωγού διαιρείται σε επιμέρους τμήματα μήκους  $\Delta L$  και η εκτέλεση των υπολογισμών διόδευσης γίνεται ξεχωριστά για κάθε τμήμα. Η ισοδιάσταση  $\Delta L$  επιλέγεται σε τρόπο ώστε να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση

$$\Delta L \leq c \Delta t (2x)^{1/3} \quad (5.48)$$

όπου  $\Delta t$  το χρονικό βήμα και  $c$  η ταχύτητα διάδοσης. Η (5.48) αποτελεί απλή προσέγγιση σχετικού νομογραφήματος του Cunge.

- β. Η παράμετρος  $x$  υπολογίζεται από τη σχέση

$$x = \frac{1}{2} - \frac{a \bar{Q}_p}{Lc\Delta L} \quad (5.49)$$

όπου  $\bar{Q}_p$  ο μέσος όρος των παροχών αιχμής στην είσοδο και την έξοδο του τμήματος αγωγού και  $a$  παράμετρος εξασθένισης της παροχής αιχμής. Για συνήθη γεωμετρία αγωγού η παράμετρος  $a$  δίνεται από τη σχέση

$$a = L / (2BJ) \quad (5.50)$$

όπου  $B$  το μέσο πλάτος του αγωγού και  $J$  η κλίση του.

Η εφαρμογή της μεθόδου για ένα ομοιόμορφο αγωγό περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα (Raudkivi, 1979):

1. Υπολογίζεται ή υποτίθεται ο χρόνος διαδρομής  $t_p$  της αιχμής της πλημμύρας στο μήκος  $L$ .
2. Επιλέγεται το χρονικό βήμα  $\Delta t$  (συνήθως  $\approx 1/5$  του χρόνου ανόδου της πλημμύρας).
3. Υπολογίζεται η παράμετρος  $a$  από την (5.50).
4. Υπολογίζεται η καμπυλότητα του πλημμυρογραφήματος εισροής, από τη σχέση

$$\frac{d^2 Q_p}{dt^2} = \frac{Q_{p-\Delta t} + Q_{p+\Delta t} - 2Q_p}{(\Delta t)^2} \quad (5.51)$$

όπου  $Q_{p-\Delta t}$  και  $Q_{p+\Delta t}$  οι τεταγμένες του υδρογραφήματος εισροής σε χρόνο  $\Delta t$  αριστερά και δεξιά της αιχμής, αντίστοιχα.

5. Εκτιμάται η εξασθένιση της παροχής αιχμής κατά τη διόδο της στο τμήμα  $L$ , ήτοι η διαφορά  $Q^* = Q_p - Q''_p$ , όπου  $Q''_p$  η παροχή αιχμής κατάντη, από την ακόλουθη σχέση του Price

$$Q^* = \frac{a Q_p}{(L/T_p)^3} \left| \frac{d^2 Q_p}{dt^2} \right| \quad (5.52)$$

6. Αν  $Q^* < 0.1Q_p$  εκτιμάται η ταχύτητα διάδοσης από τη σχέση

$$c = L/T_p \quad (5.53)$$

7. Σε αντίθετη περίπτωση επαναπροσδιορίζεται το μέγεθος  $Q^*$  από τη σχέση

$$Q^* = Q_p \left[ 1 - \exp(-Q_o^*/Q_p) \right] \quad (5.54)$$

όπου  $Q_o^*$  η προηγούμενη εκτίμηση του  $Q^*$ , όπως προσδιορίστηκε από την (5.52), και η ταχύτητα διάδοσης εκτιμάται από τη σχέση

$$c = L/T_p - 2a Q^*/L^2 \quad (5.55)$$

8. Εκτιμάται η μέση παροχή αιχμής στο μήκος  $L$  από τη σχέση

$$\bar{Q}_p = Q_p - Q^*/2 \quad (5.56)$$

9. Επιλέγεται η ισοδιάσταση  $\Delta L$ .

10. Υπολογίζεται η παράμετρος  $K$  της μεθόδου Muskingum από τη σχέση

$$K = \Delta L/c \quad (5.57)$$

11. Υπολογίζεται η παράμετρος  $x$  από τη σχέση (5.49).

12. Ελέγχεται αν ικανοποιείται η σχέση (5.48), και σε αντίθετη περίπτωση επαναλαμβάνονται τα βήματα 9-11 με μειωμένη ισοδιάσταση  $\Delta L$ .

13. Υπολογίζονται από τις σχέσεις (5.42) έως (5.44) οι συντελεστές  $c_0$ ,  $b_0$  και  $b_1$ .
14. Με εφαρμογή της σχέσης (5.41) υπολογίζονται διαδοχικά τα υδρογραφήματα στις θέσεις  $\Delta x$ ,  $2\Delta x$ , ...,  $L$ .

Η μέθοδος Muskingum-Cunge προσφέρει δύο πλεονεκτήματα έναντι της μεθόδου του κινηματικού κύματος (Chow κα., 1988). Το πρώτο είναι ότι η λύση επιτυγχάνεται με τη χρήση αλγεβρικών εξισώσεων αντί των αριθμητικών προσεγγίσεων διαφορικών εξισώσεων της μεθόδου του κινηματικού κύματος. Αυτό επιτρέπει τον καθορισμό πλήρων υδρογραφημάτων σε καθορισμένες θέσεις ενός αγωγού, και αυτό με εφαρμογή πανομοιότυπης μεθόδου και μάλιστα ξεχωριστά για το κάθε τμήμα αγωγού. Το δεύτερο είναι ότι επιτρέπει μεγαλύτερη ελευθερία στην επιλογή του χρονικού και του χωρικού βήματος.

Μετά από διερευνήσεις στη Μ. Βρετανία προέκυψε το συμπέρασμα ότι η μέθοδος Muskingum-Cunge είναι προτιμότερη από τις μεθόδους κύματος διάχυσης, επειδή είναι απλούστερη και παράλληλα παρόμοιας ακριβείας. Τα μειονεκτήματα της είναι δύο: δεν μπορεί να περιγράψει την προς τα ανάντη κίνηση διαταραχών από τα κατάντη και δεν είναι πολύ ακριβής όταν υπάρχουν έντονες μεταβολές της ταχύτητας διάδοσης, που συμβαίνουν π.χ. στην περίπτωση επιφανειακών κατακλύσεων.

## 5.8 Μη γραμμικά εννοιολογικά μοντέλα διόδευσης

Τα μη γραμμικά προσδιοριστικά μοντέλα αποτελούν γενίκευση των γραμμικών, και βασικά υπακούουν στην ίδια λογική με τα γραμμικά, με τη διαφορά ότι η σχέση προσδιορισμού του αποθηκευμένου όγκου είναι μη γραμμική συνάρτηση των παροχών εισροής και εκροής.

Η μέθοδος Muskingum επιδέχεται μια τέτοια μη γραμμική γενίκευση, πράγμα που μπορεί να γίνει αν ο αποθηκευμένος όγκος  $S$  εκφραστεί κατ' αρχήν ως γραμμική συνάρτηση των επιφανειών των διατομών εισόδου ( $A_A$ ) και εξόδου ( $A_B$ )<sup>1</sup>:

<sup>1</sup> Αυτή είναι και η αρχική διατύπωση της μεθόδου Muskingum.

$$S(t) = xA_A(t) + (1-x)A_B(t) \quad (5.58)$$

Στη συνέχεια, αν ληφθούν υπόψη οι καμπύλες στάθμης-επιφάνειας και στάθμης-παροχής των διατομών A και B, προκύπτει η τελική σχέση της μορφής:

$$S(t) = K \left[ x(I(t))^c + (1-x)(Q(t))^c \right] \quad (5.59)$$

Οι παράμετροι  $K$ ,  $x$  και  $c$  της γενικευμένης μεθόδου υπολογίζονται και πάλι από καταγραμμένα πλημμυρικά επεισόδια.

Βεβαίως τα μη γραμμικά μοντέλα αναπαριστούν τη διάδοση της πλημμύρας με μεγαλύτερη αξιοπιστία, και προσαρμόζονται καλύτερα στα πραγματικά δεδομένα. Όμως είναι λιγότερο εύχρηστα από τα γραμμικά, και γι' αυτό χρησιμοποιούνται πιο σπάνια. Στον κανόνα αυτό υπάρχει μια εξαίρεση, που αφορά τη διόδευση πλημμύρας από ταμιευτήρα ή δεξαμενή, όπου τα μη γραμμικά μοντέλα χρησιμοποιούνται σχεδόν αποκλειστικά.

Στην περίπτωση αυτή η αποθήκευση  $S$  εξαρτάται από τη στάθμη νερού  $z$ , η οποία συνδέεται μονοσήμαντα με την παροχή εκροής  $Q$ . Κατά συνέπεια η αποθήκευση είναι συνάρτηση μόνο της παροχής εκροής, και όχι της παροχής εισροής. Η συνάρτηση αυτή έχει τη μορφή:

$$S(t) = K[Q(t)]^c \quad (5.60)$$

Στην πράξη η παραπάνω συνάρτηση καθορίζεται έμμεσα, και συνήθως σε πινακοποιημένη και όχι αναλυτική μορφή, βάσει των καμπυλών:

1. στάθμης-όγκου ταμιευτήρα/δεξαμενής,

$$S = f(z) \quad (5.61)$$

2. στάθμης-παροχής αγωγού εκροής (ή υπερχειλιστή ή αγωγού εκτροπής κλπ.)

$$Q = g(z) \quad (5.62)$$

Παρακάτω περιγράφονται αναλυτικά δύο αριθμητικές μέθοδοι για τη διόδευση της πλημμύρας από ταμειυτήρα/δεξαμενή, οι οποίες παράγουν το υδρογράφημα εκροής  $Q(t)$  όταν είναι γνωστό το υδρογράφημα εισροής  $I(t)$ . Και οι δύο μέθοδοι στηρίζονται στην εξίσωση συνέχειας, γραμμένη με τη μορφή εξίσωσης διαφορών όπως στην (5.40) και αξιοποιούν τις σχέσεις (5.61) και (5.62)<sup>2</sup>.

### Συντηρητική μέθοδος επαναληπτικής αριθμητικής ολοκλήρωσης

Η σχέση (5.40) γράφεται με τη μορφή:

$$S_j + \frac{\Delta t}{2} Q_j = S_{j-1} + \frac{\Delta t}{2} (I_j + I_{j-1} - Q_{j-1}) \quad (5.63)$$

Το δεύτερο μέλος της (5.63) είναι γνωστό σε κάθε βήμα ολοκλήρωσης. Η υπολογιστική διαδικασία στοχεύει στον προσδιορισμό των δύο όρων του πρώτου μέλους, και περιλαμβάνει τα ακόλουθα:

- A1. Επιλέγονται ως πρώτες προσεγγίσεις οι  $z_j = z_{j-1}$ ,  $Q_j = Q_{j-1}$  και  $S_j = S_{j-1}$
- A2. Υπολογίζεται η νέα τιμή της  $S_j$  με επίλυση της εξίσωσης (5.63). Η αριθμητική μέθοδος συγκλίνει ταχύτερα αν χρησιμοποιηθεί ως νέα τιμή της  $S_j$  το ημίαθροισμα της προηγούμενης τιμής και αυτής που προκύπτει από την επίλυση της (5.63).
- A3. Από την (5.61) υπολογίζεται η νέα τιμή της στάθμης  $z_j$ .
- A4. Από την (5.62) υπολογίζεται η νέα τιμή της παροχής  $Q_j$ .
- A5. Επαναλαμβάνονται τα βήματα A2 μέχρι A4, μέχρι που η νέα τιμή της  $S_j$  (ή ισοδύναμα της  $z_j$  ή της  $Q_j$ ) να μη διαφέρει πολύ από την αμέσως προηγούμενη τιμή.

Η εφαρμογή της μεθόδου προϋποθέτει τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή, επειδή σε κάθε βήμα χρειάζονται αρκετές επαναλήψεις για ικανοποιητική σύγκλιση (συνήθως 4-8). Το πλεονέκτημα της μεθό-

<sup>2</sup> Και οι δύο μέθοδοι έχουν αναπτυχθεί και δοκιμαστεί με επιτυχία σε πολλές μελέτες στον ελλαδικό χώρο.

δου είναι η ιδιότητά της να διατηρεί τη μάζα (τον όγκο) του νερού, δίνοντας ακριβή ισοζύγιο εισροής-εκροής, σε κάθε βήμα υπολογισμού.<sup>3</sup>

### Μέθοδος άμεσης αριθμητικής ολοκλήρωσης

Οι άγνωστες τιμές των  $S_j$  και  $Q_j$  μπορούν να εκφραστούν συναρτήσει των  $S_{j-1}$ ,  $Q_{j-1}$  και της διαφοράς στάθμης  $\Delta z = z_j - z_{j-1}$  με τις σχέσεις:

$$S_j = S_{j-1} + (dS/dz)_{j-1} \Delta z = S_{j-1} + F_{j-1} \Delta z \quad (5.64)$$

$$Q_j = Q_{j-1} + (dQ/dz)_{j-1} \Delta z = Q_{j-1} + g'(z_{j-1}) \Delta z \quad (5.65)$$

όπου  $(dS/dz)_{j-1}$  η τιμή της παραγώγου της συνάρτησης  $S = f(z)$  (σχέση (5.61)), στο σημείο  $z = z_{j-1}$ , που προφανώς είναι ίση με την επιφάνεια του νερού στον ταμιευτήρα  $F_{j-1}$ , ενώ  $(dQ/dz)_{j-1}$  είναι η τιμή της παραγώγου της συνάρτησης  $Q = g(z)$  (σχέση (5.62)), στο σημείο  $z = z_{j-1}$ . Η τελευταία μπορεί να υπολογιστεί είτε άμεσα, αν υπάρχει αναλυτική έκφραση της καμπύλης στάθμης-παροχής, είτε αριθμητικά, αν η συνάρτηση  $g(z)$  καθορίζεται γραφικά ή από πίνακα τιμών.

Συνδυάζοντας τις (5.64) και (5.65) με την (5.40) και λύνοντας ως προς  $\Delta z$ , παίρνουμε την ακόλουθη σχέση εφαρμογής:

$$\Delta z = \frac{I_{j-1} + I_j - 2Q_{j-1}}{(2/\Delta t)F_{j-1} + g'(z_{j-1})} \quad (5.66)$$

Η τελευταία σχέση επιτρέπει την άμεση και χωρίς επαναλήψεις αριθμητική ολοκλήρωση, με πορεία βήμα προς βήμα. Σε κάθε βήμα υπολογίζονται κατ' αρχήν τα  $Q_{j-1}$ ,  $g'(z_{j-1})$  και  $F_{j-1}$  από τις σχέσεις στάθμης-παροχής και στάθμης-επιφάνειας, για τη γνωστή από το προηγούμενο βήμα τιμή της στάθμης, και στη συνέχεια υπολογίζεται το  $\Delta z$  από τη σχέση (5.66) και η νέα στάθμη  $z_j = z_{j-1} + \Delta z$ .

Η μέθοδος αυτή είναι απλή και μπορεί να εφαρμοστεί είτε με ηλεκτρονικό υπολογιστή, είτε με προγραμματιζόμενη αριθμομηχανή, είτε ακόμα και με το χέρι. Χρειάζεται όμως κάποια προσοχή στη επιλογή του  $\Delta t$ , το οποίο μάλιστα μπορεί να αλλάζει από βήμα σε βήμα.

<sup>3</sup> Για το λόγο αυτό ονομάστηκε συντηρητική.

Αν επιλεγεί μεγάλο χρονικό βήμα είναι δυνατό να μην εξασφαλιστεί το ισοζύγιο του όγκου νερού (η μέθοδος δεν είναι συντηρητική). Η επιλογή του  $\Delta t$  γίνεται δοκιμαστικά, ξεκινώντας από μια αυθαίρετη τιμή και ελέγχοντας το ισοζύγιο. Ο έλεγχος αυτός πρέπει κανονικά να γίνεται σε κάθε βήμα.

Άλλες ανάλογες μέθοδοι, όπως η παλιότερη μέθοδος αποθήκευσης-εκροής (γραφικής προέλευσης) και η μέθοδος Runge-Kutta μπορούν να βρεθούν σε διάφορα υδρολογικά κείμενα (πχ Chow κ.ά., 1988).

## 5.9 Επιφανειακή ροή – Γενική ανάλυση – Υδρογραφήματα

Αναγκαία προϋπόθεση, προκειμένου να γίνουν οι υπολογισμοί μη μόνιμης ροής στο δίκτυο ομβρίων, είναι η κατάρτιση των υδρογραφημάτων επιφανειακής ροής στους κόμβους εισόδου των ομβρίων στο δίκτυο. Είναι προφανές ότι δεν επαρκεί για το σκοπό αυτό η ορθολογική μέθοδος (ενότητα 3.4), η οποία περιορίζεται μόνο στην εκτίμηση μιας μόνο τεταγμένης του υδρογραφήματος εισροής και συγκεκριμένα της πλημμυρικής αιχμής. Εξ άλλου η αξιοπιστία της μεθόδου αυτής είναι περιορισμένη.

Για την κατάρτιση των υδρογραφημάτων εισροής χρησιμοποιούνται δύο κατηγορίες υδρολογικών μεθόδων. Η πρώτη στηρίζεται στον εμπειρικό σχηματισμό ενός υδρογραφήματος με προκαθορισμένο σχήμα και αιχμή υπολογισμένη με την ορθολογική ή άλλη ανάλογη μέθοδο.

Πιο αξιόπιστη είναι η δεύτερη μέθοδος, του *μοναδιαίου υδρογραφήματος*. Βάση της μεθόδου αποτελεί η θεωρία των γραμμικών συστημάτων (O'Donnell, 1986), σύμφωνα με την οποία η *έξοδος*  $y(t)$  ενός “γραμμικού συστήματος” συνδέεται με την *είσοδο*  $x(t)$  που την προκαλεί με μια γραμμική διαφορική εξίσωση με σταθερούς συντελεστές, ήτοι

$$\alpha_n \frac{d^n y}{dt^n} + \alpha_{n-1} \frac{d^{n-1} y}{dt^{n-1}} + \dots + \alpha_1 \frac{dy}{dt} + \alpha_0 \quad (5.67)$$

όπου  $\alpha_j$  συντελεστές. Αποδεικνύεται ότι η λύση της (5.67) είναι μια συνελκτική σχέση της μορφής

$$y(t) = \int_0^t x(\tau)h(t-\tau)d\tau \quad (5.68)$$

όπου  $h(t)$  είναι η λεγόμενη *συνάρτηση απόκρισης (response function)* συστήματος. Εν προκειμένω η είσοδος  $x(t)$  είναι η καθαρή βροχόπτωση (= ολική βροχόπτωση - απώλειες κατακράτησης και διήθησης),  $y(t)$  είναι η πλημμυρική παροχή και  $h(t)$  είναι το στιγμιαίο μοναδιαίο υδρογράφημα.

Στην πράξη οι αριθμητικοί υπολογισμοί της μεθόδου είναι αρκετά απλοί, δεδομένου ότι γίνονται σε διακριτό χρόνο. Στην περίπτωση αυτή, αντί του στιγμιαίου μοναδιαίου υδρογραφήματος  $h(t) = U_0(t)$ , το οποίο αντιστοιχεί σε μηδενική διάρκεια βροχής, χρησιμοποιείται το μοναδιαίο υδρογράφημα  $U_D(t)$  πεπερασμένης διάρκειας βροχής  $D$ . Ουσιαστικά η συνάρτηση  $U_D(t)$  δίνει την παροχή στην έξοδο της λεκάνης στο χρόνο  $t$ , μετά από καθαρή βροχόπτωση διάρκειας  $D$  και μοναδιαίου ύψους  $H_0$ , συνήθως 10 mm, ή μοναδιαίας έντασης  $I_D = 10 \text{ (mm)} / D$ , ομοιόμορφα κατανεμημένης στο χρόνο και το χώρο.

Έστω  $Q(t)$  η παροχή που οφείλεται στην επιφανειακή απορροή μιας λεκάνης με μοναδιαίο υδρογράφημα  $U_D(t)$ , μετά από βροχόπτωση με ωφέλιμο νετογράφημα  $I(t)$ . Θεωρούμε ότι η βροχόπτωση εμφανίζει ομοιόμορφη ένταση  $I_j$  σε κάθε επιμέρους χρονικό διάστημα  $\Delta t_j = (t_{j-1}, t_j)$ , όπου  $t_j - t_{j-1} = D$ , και κατά συνέπεια το ύψος βροχής σε κάθε επιμέρους χρονικό διάστημα  $\Delta t_j$  είναι  $h_j = D I_j$ . Με εφαρμογή της (5.68) αποδεικνύεται ότι η παροχή στο χρόνο  $t_j$  δίνεται από τη σχέση

$$Q(t_j) = \sum_{k=m}^n U_D(t_{j+1-k}) \frac{H_k}{H_0} \quad (5.69)$$

όπου

$$m = \max(1, i+1-N_U) \quad (5.70)$$

$$n = \min(i, N_Q) \quad (5.71)$$

ενώ  $N_U = t_U / D - 1$  είναι ο αριθμός των τεταγμένων του μοναδιαίου υδρογραφήματος ανά χρονικά διαστήματα μήκους  $D$ ,  $N_H = t_H / D$  είναι ο αριθμός χρονικών διαστημάτων μήκους  $D$  στο καθαρό υετογράφημα,  $t_U$  είναι η ολική διάρκεια του μοναδιαίου υδρογραφήματος και  $t_H$  η ολική διάρκεια της καθαρής βροχόπτωσης. Η (5.69) εφαρμόζεται για  $j = 1, 2, \dots, N_U + N_H - 1$ , ενώ για μεγαλύτερους χρόνους ισχύει  $Q(t) = 0$ . Χρησιμοποιείται είτε για τον προσδιορισμό του υδρογραφήματος  $Q(t)$  όταν είναι γνωστό το μοναδιαίο υδρογράφημα  $U_D(t)$  και το υετογράφημα  $I(t)$ , είτε για τον προσδιορισμό του μοναδιαίου υδρογραφήματος  $U_D(t)$  όταν είναι γνωστά τα  $Q(t)$  και  $I(t)$ .

Στην περίπτωση των αστικών λεκανών κατά κανόνα δεν υπάρχουν μετρημένα υδρογραφήματα και έτσι τα μοναδιαία υδρογραφήματα καταρτίζονται με σύνθεση βάσει χαρακτηριστικών μεγεθών της λεκάνης απορροής. Πρόκειται δηλαδή για *συνθετικά μοναδιαία υδρογραφήματα*.

Ανεξάρτητα από τη μέθοδο κατάρτισης του πλημμυρικού υδρογραφήματος που χρησιμοποιείται, ένα σημαντικό θέμα που χρειάζεται να αντιμετωπιστεί είναι ο προσδιορισμός της ενεργού βροχόπτωσης (ή ισοδύναμα των υδρολογικών απωλειών) για δεδομένη ολική βροχόπτωση.

Σε μερικές απλές περιπτώσεις η κατάρτιση πλημμυρογραφημάτων επιφανειακής ροής μπορεί να γίνει με υδραυλικές μεθόδους. Συγκεκριμένα για περιπτώσεις επιφανειών ορθογωνικής κάτοψης με ομοιόμορφα τοπογραφικά και υδραυλικά χαρακτηριστικά χρησιμοποιείται συχνά η μέθοδος του κινηματικού κύματος. Η εφαρμογή της μεθόδου γίνεται με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε στο εδάφιο 5.3.2. Στην προκειμένη περίπτωση η γεωμετρία της ροής προσομοιώνεται με ορθογωνικό αγωγό με άπειρο πλάτος και οι υπολογισμοί αναφέρονται σε ζώνη μοναδιαίου πλάτους.

Ακόμη για το μετασχηματισμό ενός υετογραφήματος σε υδρογράφημα, αντί του μοναδιαίου υδρογραφήματος είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν υδρολογικές μέθοδοι διόδευσης, όπως είναι η διόδευση μέσω ιδεατού γραμμικού ταμιευτήρα. Σε αυτή την αρχή στηρίζεται η μέθοδος αστικών υδρογραφημάτων της Santa Barbara (Santa Barbara Urban Hydrograph – SBUH).

Στις παρακάτω ενότητες αναλύονται οι πιο ενδιαφέρουσες υδρολογικές μέθοδοι που οδηγούν στο σχηματισμό των υδρογραφημάτων επιφανειακής ροής, ξεκινώντας από τις μεθόδους προσδιορισμού της ενεργού βροχόπτωσης.

## 5.10 Προσδιορισμός ενεργού βροχόπτωσης

Η ενεργός βροχόπτωση είναι εκείνο το τμήμα της ολικής βροχόπτωσης που μετατρέπεται σε απορροή. Η διαφορά της ενεργού βροχόπτωσης από την ολική αποτελεί τις υδρολογικές απώλειες, οι οποίες περιλαμβάνουν την κατακράτηση και τη διήθηση. Σημειώνεται ότι η εξατμοδιαπνοή στην κλίμακα χρόνου λεπτών ή το πολύ λίγων ωρών, που ενδιαφέρει στην προκειμένη περίπτωση, είναι ούτως ή άλλως αμελητέα.

Η απλούστερη μέθοδος προσδιορισμού της ενεργού βροχόπτωσης είναι η *μέθοδος του συντελεστή απορροής*, όπως χρησιμοποιείται στην ορθολογική μέθοδο (βλ. ενότητα 3.4). Η απλή μέθοδος αυτή είναι είναι επαρκής για την περίπτωση που η βροχόπτωση έχει ομοιόμορφη ένταση σε όλη τη διάρκειά της. Μια καλύτερη προσέγγιση για βροχόπτωση χρονικά ανομοιόμορφης έντασης αποτελεί η *μέθοδος του δείκτη ολικών απωλειών  $\phi$*  (βλ. Ξανθόπουλος, 1990). Σύμφωνα με την τελευταία μέθοδο οι απώλειες πραγματοποιούνται με ρυθμό χρονικά σταθερό, μεγέθους  $\phi$ . Σημειώνεται ότι για χρονικά ομοιόμορφη βροχόπτωση οι δύο μέθοδοι είναι ισοδύναμες.

Πιο ρεαλιστική από τις παραπάνω είναι η πιο σύγχρονη (1972) *μέθοδος του Soil Conservation Service (SCS)* (Chow κ.ά, 1988, Wanielista, 1990). Η μέθοδος καταλήγει στην ακόλουθη σχέση

$$H = \begin{cases} 0 & P \leq 0.2S \\ \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} & P > 0.2S \end{cases} \quad (5.72)$$

όπου  $P$  το ολικό ύψος βροχής (mm) στην τυχούσα χρονική στιγμή, το οποίο υπολογίζεται αθροιστικά, από την έναρξη της βροχής,  $H$  το αντίστοιχο ενεργό ύψος βροχής (mm) στην ίδια χρονική στιγμή, και  $S$  παράμετρος μέγιστης δυνητικής κατακράτησης (mm). Η παραπάνω

σχέση αναπαριστά το φαινόμενο της μετατροπής της βροχής σε απορροή, με μεγαλύτερη ακρίβεια από ότι οι μέθοδοι που στηρίζονται σε δείκτες απωλειών, σταθερούς στο χρόνο (δείκτης  $\phi$ ) ή μεταβλητούς (π.χ. εκθετικής μείωσης). Η σχέση εφαρμόζεται και για το τελικό ύψος βροχής της καταιγίδας αλλά και για ενδιάμεσες τιμές του, και έτσι προκύπτει η χρονική εξέλιξη του φαινομένου.

Στο μοντέλο που αντιπροσωπεύει η παραπάνω σχέση θεωρείται ότι ένα αρχικό ύψος βροχής, ίσο με  $0.2S$ , μετατρέπεται άμεσα σε απώλειες (αρχική κατακράτηση), χωρίς να πραγματοποιηθεί απορροή. Στην επόμενη διάρκεια που εξελίσσεται η καταιγίδα το μοντέλο θεωρεί ότι μπορεί να μετατραπεί σε απώλειες μια πρόσθετη ποσότητα βροχής, το πολύ ίση με  $S$ . Κατά συνέπεια το συνολικό ύψος απωλειών μπορεί να φτάσει μέχρι  $1.2S$ .

Η παράμετρος  $S$  συνδέεται με μια άλλη χαρακτηριστική παράμετρο, την CN (Curve Number – Αριθμός καμπύλης) με τη σχέση:

$$S[\text{mm}] = 254 \left( \frac{100}{\text{CN}} - 1 \right) \quad (5.73)$$

Η παράμετρος CN παίρνει τιμές από 0 μέχρι 100, και επηρεάζεται από τις συνθήκες εδάφους και χρήσης γης στη λεκάνη απορροής καθώς τις προηγούμενες συνθήκες εδαφικής υγρασίας, οι οποίες συναρτώνται με τη χρονική απόσταση της υπό μελέτη καταιγίδας από προηγούμενες. Κατ' αρχήν η SCS κατατάσσει τα εδάφη στις ακόλουθες τέσσερις κλάσεις, ανάλογα με τη διαπερατότητά τους:

- Ομάδα Α: Εδάφη με μεγάλους ρυθμούς διήθησης π.χ. αμμώδη και χαλικώδη με πολύ μικρό ποσοστό ιλύος και αργίλου.
- Ομάδα Β: Εδάφη με μέσους ρυθμούς διήθησης, π.χ. αμμώδης πηλός.
- Ομάδα C: Εδάφη με μικρούς ρυθμούς διήθησης, π.χ. εδάφη από αργιλοπηλό, εδάφη με σημαντικό ποσοστό αργίλου, εδάφη φτωχά σε οργανικό υλικό.
- Ομάδα D: Εδάφη με πολύ μικρούς ρυθμούς διήθησης, π.χ. εδάφη που διογκώνονται σημαντικά όταν διαβραχούν, πλαστικές αργίλοι. Στην ίδια ομάδα περιλαμβάνονται εδάφη μικρού

βάθους με σχεδόν αδιαπέρατους υπο-οριζόντες κοντά στην επιφάνεια.

Στη συνέχεια ορίζει τρεις τύπους προηγούμενων συνθηκών υγρασίας, ήτοι:

- Τύπος I: Ξηρές συνθήκες (εδάφη ξηρά, αλλά πάνω από το σημείο μαρασιμού). Αντιστοιχούν στην περίπτωση που η βροχόπτωση των προηγούμενων 5 ημερών είναι μικρότερη από 13 mm.
- Τύπος II: Μέσες συνθήκες. Αντιστοιχούν στην περίπτωση που η βροχόπτωση των προηγούμενων 5 ημερών είναι μεταξύ 13 και 38 mm.
- Τύπος III: Υγρές συνθήκες (εδάφη σχεδόν κορεσμένα). Αντιστοιχούν στην περίπτωση που η βροχόπτωση των προηγούμενων 5 ημερών είναι μεγαλύτερη από 38 mm.

Για τις συνθήκες υγρασίας τύπου II η SCS δίνει αναλυτικούς πίνακες με τιμές του CN για κάθε ομάδα εδαφών και για διάφορες χρήσεις γης. Ένα μικρό υποσύνολο των πινάκων αυτών δίνει ο Πίνακας 5.1.

Για τους άλλους δύο τύπους συνθηκών υγρασίας γίνεται αναγωγή του CN με βάση τις σχέσεις

$$CN_I = \frac{4.2CN_{II}}{10 - 0.058CN_{II}} \quad (5.74)$$

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (5.75)$$

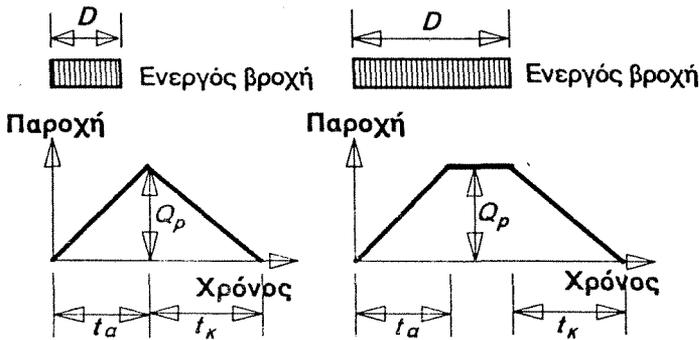
## 5.11 Σχηματισμός εμπειρικών υδρογραφημάτων

Προκειμένου να καταρτιστεί ένα εμπειρικό σχήμα πλημμυρικού υδρογραφήματος, συνήθως γίνεται η απλούστερη δυνατή παραδοχή, ότι η άνοδος και η κάθοδος του υδρογραφήματος είναι γραμμικές συναρτήσεις του χρόνου. Έτσι, αν η διάρκεια της βροχής  $D$  είναι μικρότερη

από το χρόνο συγκέντρωσης  $t_{\sigma}$  ή ίση με αυτόν, τότε το σχήμα του υδρογραφήματος είναι τριγωνικό. Στην αντίθετη περίπτωση ( $D > t_{\sigma}$ ) το σχήμα του είναι τραπεζοειδές, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στο Σχήμα 5.4.

**Πίνακας 5.1** Τυπικοί αριθμοί καμπύλης απορροής (CN) κατά SCS για αγροτικές, ημιαστικές και αστικές περιοχές και για προηγούμενες συνθήκες υγρασίας τύπου II

Περιγραφή χρήσης γης	Υδρολογικός τύπος εδάφους			
	A	B	C	D
Καλλιεργημένες εκτάσεις	62 - 72	71 - 81	78 - 88	81 - 91
Λιβάδια, βοσκότοποι	30 - 68	58 - 79	71 - 86	78 - 89
Δάση	25 - 45	55 - 66	70 - 77	77 - 83
Ανοιχτοί χώροι, πάρκα, νεκροταφεία κλπ.				
με κάλυψη από πράσινο πάνω από 75%	39	61	74	80
με κάλυψη από πράσινο λιγότερο από 75%	49	69	79	84
Εμπορικές περιοχές	89	92	94	95
Βιομηχανικές περιοχές (72% αδιαπέρατες)	81	88	91	93
Οικιστικές περιοχές				
Μέσο μέγεθος οικοπέδου (στρ)		Ποσοστό αδιαπέρατης επιφάνειας (%)		
≤ 0.5	65	77	85	90
1	38	61	75	83
1.5	30	57	72	81
2	25	54	70	80
4	20	51	68	79
Δρόμοι				
με οδόστρωμα και αγωγούς ομβρίων	98	98	98	98
χαλικόστρωτοι	76	85	89	91
χωματόδρομοι	72	82	87	89



**Σχήμα 5.4** Τυπικά υδρογραφήματα με γραμμικό κλάδο ανόδου και καθόδου, για ομοιόμορφη ένταση βροχής.

Αν δεχτούμε, όπως στο Σχήμα 5.4, ότι η βροχή είναι χρονικά ομοιόμορφη και ότι η ενεργός βροχή μπορεί να προσδιοριστεί με τη μέθοδο του συντελεστή απορροής, δηλαδή είναι  $Ci$ , όπου  $C$  ο συντελεστής απορροής και  $i$  η ολική ένταση βροχής, τότε ο συνολικός όγκος απορροής θα είναι  $CiAD$ , όπου  $A$  η επιφάνεια της λεκάνης απορροής. Εξισώνοντας τον όγκο αυτό με το εμβαδό του υδρογραφήματος, που στην περίπτωση του τριγώνου είναι  $(1/2) [(t_\alpha + t_\kappa) Q_p]$  και στην περίπτωση του τραπεζίου  $(1/2) (2D + t_\kappa - t_\alpha) Q_p$ , και λύνοντας ως προς  $Q_p$  παίρνουμε

- Για το τριγωνικό υδρογράφημα ( $t_\sigma \geq D$ )

$$Q_p = CiA \left[ 2D / (t_\alpha + t_\kappa) \right] \quad (5.76)$$

- Για το τραπεζοειδές υδρογράφημα ( $t_\sigma < D$ )

$$Q_p = CiA \left[ 2D / (2D + t_\kappa - t_\alpha) \right] \quad (5.77)$$

Για την ειδική αλλά και την πιο συνήθη περίπτωση όπου η διάρκεια βροχής είναι ίση με το χρόνο συρροής προφανώς ισχύει

$$D = t_\sigma = t_\alpha \quad (5.78)$$

και κατά συνέπεια η (5.76) γίνεται

$$Q_p = CiA \left[ 2t_\sigma / (t_\sigma + t_k) \right] \quad (5.79)$$

Ανάλογα με τις παραδοχές που γίνονται σχετικά με τους χρόνους ανόδου και καθόδου και τη διάρκεια βροχής, μπορεί να προκύψει ποικιλία υδρογραφημάτων, στα οποία η παροχή αιχμής δίνεται από την (5.76), την (5.77) ή την (5.79).

Η κλασική ορθολογική μέθοδος αντιστοιχεί στην περίπτωση που ισχύει η (5.78) και επιπλέον δέχεται ότι  $t_\sigma = t_k$ , άρα  $t_\beta = 2t_\sigma$ , οπότε η (5.79) απλοποιείται παίρνοντας τη γνωστή έκφραση

$$Q_p = CiA \quad (5.80)$$

Επέκταση της ορθολογικής μεθόδου μπορεί εύκολα να γίνει και για  $D > t_\sigma$ . Δεδομένου ότι  $t_k - t_a = 0$ , η (5.77) καταλήγει και πάλι στην (5.80). Η περίπτωση  $D < t_\sigma$  δεν αντιμετωπίζεται από την ορθολογική μέθοδο.

Η παραδοχή  $t_\sigma = t_k$  της ορθολογικής μεθόδου έχει αποδειχτεί ότι είναι δυσμενής. Στην πραγματικότητα τα φαινόμενα διόδευσης οδηγούν σε αυξημένο χρόνο καθόδου, δηλαδή  $t_k > t_\sigma$ . Ως τρόπος αντιμετώπισης του σφάλματος αυτού της ορθολογικής μεθόδου έχει προταθεί η διόδευση του υδρογραφήματος της ορθολογικής μεθόδου από ένα *ιδεατό γραμμικό ταμειυτήρα* με  $K \approx 0.3 t_\sigma$  (βλ. ενότητα 5.5 και εξίσωση (5.47)). Με τον τρόπο αυτό η παροχή αιχμής απομειώνεται στο 82% - 90% της παροχής που δίνει η (5.80) (βλ. Raudkivi, 1979).

Πιο απλά όμως το ίδιο πρόβλημα μπορεί να αντιμετωπιστεί με παραδοχή αυξημένου χρόνου καθόδου. Σε αυτή τη λογική έχει στηριχτεί η μέθοδος του *Soil Conservation Service (SCS)*. Η βασική παραδοχή της μεθόδου αυτής μπορεί να διατυπωθεί ως εξής

$$t_k = \chi t_a \quad (5.81)$$

όπου  $\chi$  αριθμητικός συντελεστής μεγαλύτερος της μονάδας. Από την εξέταση μεγάλου αριθμού υδρογραφημάτων η SCS βρήκε ότι η μέση τιμή του  $\chi$  είναι 5/3. Με αυτή την παραδοχή και για διάρκεια βροχής ίση με το χρόνο συγκέντρωσης η (5.79) δίνει

$$Q_p = K_0 CiA \quad (5.82)$$

όπου

$$K_0 = 2/(1+\chi) \quad (5.83)$$

Προφανώς ο αδιάστατος συντελεστής  $K_0$  είναι μικρότερος της μονάδας και κατά συνέπεια η μέθοδος δίνει παροχές μικρότερες από αυτές της ορθολογικής μεθόδου. Για  $\chi = 5/3$  προκύπτει

$$K_0 = 0.75 \quad (5.84)$$

Αντίστοιχα για την περίπτωση του τραπεζοειδούς υδρογραφήματος ( $t_\sigma < D$ ) η (5.77) δίνει

$$Q_p = K_2 C i A \quad (5.85)$$

όπου

$$K_2 = 1/[1+(\chi-1)t_\sigma/2D] \quad (5.86)$$

και για  $\chi = 5/3$

$$K_2 = 1/(1+t_\sigma/3D) \quad (5.87)$$

Η μέθοδος SCS καλύπτει και την περίπτωση  $D < t_\sigma$  για την οποία γίνονται οι πρόσθετες παραδοχές

$$t_\alpha = D/2 + t_L \quad (5.88)$$

$$t_L = 0.6 t_\sigma \quad (5.89)$$

όπου  $t_L$  είναι ο χρόνος υστέρησης (lag time), που εν προκειμένω θεωρείται ως η χρονική απόσταση του κέντρου βάρους του ενεργού υετογραφήματος από την αιχμή του πλημμυρογραφήματος (κορυφή του τριγώνου). Με βάση τα παραπάνω θα έχουμε

$$Q_p = K_1 C i A \quad (5.90)$$

όπου

$$K_1 = \frac{2}{1+\chi} \frac{D}{t_\alpha} = \frac{2}{1+\chi} \frac{D}{D/2+t_L} = \frac{2}{1+\chi} \frac{D}{D/2+0.6t_\sigma} \quad (5.91)$$

και για  $\chi = 5/3$

$$K_1 = 0.75 \frac{D}{t_\alpha} = 0.75 \frac{D}{D/2+t_L} = 0.75 \frac{D}{D/2+0.6t_\sigma} \quad (5.92)$$

Σε όλες τις παραπάνω σχέσεις οι χρόνοι συγκέντρωσης μπορούν να υπολογίζονται από τις εμπειρικές σχέσεις του εδαφίου 3.4.4.

## 5.12 Συνθετικά μοναδιαία υδρογραφήματα

Τα εμπειρικά υδρογραφήματα της προηγούμενης ενότητας αποτελούν και βάση για τη σύνθεση μοναδιαίων υδρογραφημάτων. Πράγματι, ένα τριγωνικό συνθετικό μοναδιαίο υδρογράφημα μπορεί να συντεθεί όπως ένα αντίστοιχο εμπειρικό υδρογράφημα, αφού αντικατασταθεί ο όρος  $Ci$  με τον ισοδύναμο  $H_0/D$ , όπου  $H_0$  το ενεργό μοναδιαίο ύψος βροχής (10 mm) και  $D$  η διάρκεια βροχής. Έτσι θα έχουμε

$$Q_p = K H_0 A / D \quad (5.93)$$

Για διάρκεια βροχής μικρότερη του χρόνου συγκέντρωσης (συνήθης περίπτωση, αφού κατά κανόνα θεωρείται  $D = (1/5 - 1/8)t_\sigma$ ) ο συντελεστής  $K$  υπολογίζεται όπως στην (5.91) οπότε η (5.93) παίρνει και την ισοδύναμη μορφή

$$Q_p = K' H_0 A / t_\alpha \quad (5.94)$$

όπου

$$K' = 2/(1+\chi) \quad (5.95)$$

Ακριβώς στις παραπάνω σχέσεις στηρίζεται η μέθοδος του Βρετανικού Ινστιτούτου Υδρολογίας (*Institute of Hydrology*). Η μέθοδος δέχεται ότι  $\chi = 1.52$ , οπότε  $K' = 0.794$ . Για την εκτίμηση του χρόνου ανόδου δίνεται η σχέση (Sutcliffe, 1978)

$$t_{\alpha_1} = \frac{46.6L^{0.14}}{S_{1085}^{0.38} (1+URBAN)^{1.99} RSMD^{0.4}} \quad (5.96)$$

όπου ο χρόνος ανόδου  $t_{\alpha_1}$  αντιστοιχεί σε διάρκεια βροχής  $D = 1$  h και εκφράζεται σε h. Το  $L$  εκφράζει το μήκος της κύριας μισγάγκειας ή του κύριου υδατορεύματος (km), ενώ το μέγεθος  $S_{1085}$  εκφράζει τη μέση κλίση του, ορισμένη μεταξύ των δύο θέσεων στο 10% (κατάντη) και 85% (ανάντη) του μήκους του (m/km). Η παράμετρος URBAN εκφράζει την αναλογία των αστικών περιοχών μέσα στη λεκάνη απορροής και το μέγεθος RSMD είναι παράμετρος μεγέθους βροχοπτώσεων (mm), ίση με το ενεργό ύψος της μέγιστης 24ωρης βροχής για περίοδο επαναφοράς 5 ετών (πρακτικά για ορεινές ή ημιορεινές λεκάνες θεωρείται ίση με το αντίστοιχο ολικό ύψος).

Σημειώνεται ότι η διάρκεια βροχής της μιας ώρας, στην οποία αναφέρεται η μέθοδος του Ινστιτούτου Υδρολογίας, είναι γενικά πολύ μεγάλη (ακατάλληλη) για τη μελέτη των συνήθων δικτύων ομβρίων. Αν και στην αυθεντική μέθοδο δεν υπάρχει αναφορά στον τρόπο κατάρτισης ενός μοναδιαίου υδρογραφήματος μικρότερης διάρκειας, αυτή μπορεί να βασιστεί στην παραδοχή ότι ο χρόνος  $t_L$  είναι ανεξάρτητος της διάρκειας. Με αυτή την παραδοχή, και παίρνοντας υπόψη τη σχέση (5.88) καταλήγουμε στη σχέση

$$t_{\alpha} = t_{\alpha_1} - (1 - D)/2 \quad (5.97)$$

όπου ο χρόνος  $t_{\alpha}$  αναφέρεται σε τυχούσα διάρκεια βροχής  $D$  (όλοι οι χρόνοι σε h). Παρ' όλα αυτά λόγω της διαφοράς κλίμακας είναι δυνατό το υδρογράφημα του Ινστιτούτου Υδρολογίας να μη δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα σε μικρές αστικές λεκάνες.

Πιο κατάλληλο για μικρής κλίμακας λεκάνες είναι το *τριγωνικό μοναδιαίο υδρογράφημα του SCS*, το οποίο, για ίδιο χρόνο ανόδου, δίνει λίγο μικρότερη παροχή αιχμής, αφού δέχεται ότι  $\chi = 5/3$ , οπότε  $K' = 0.75$ . Ο χρόνος ανόδου υπολογίζεται από τις σχέσεις (5.88) και (5.89) όπου ο χρόνος συγκέντρωσης υπολογίζεται από τη σχέση (3.15).

Το *λείο μοναδιαίο υδρογράφημα του SCS* είναι ένα εναλλακτικό κωδωνοειδές σχήμα, που έχει βασικά χαρακτηριστικά ( $t_w$ ,  $Q_p$ )

ίδια με αυτά του αντίστοιχου τριγωνικού. Οι τεταγμένες του μπορούν να υπολογιστούν εύκολα, με βάση τον Πίνακα 5.2.

Γενικά τα παραπάνω σχήματα μοναδιαίων υδρογραφημάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε συνδυασμό με άλλους τύπους υπολογισμού του χρόνου συγκέντρωσης (βλ. εδάφιο 3.4.4), ενώ για το χρόνο ανόδου μπορούν πάντα να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις (5.88) και (5.89).

**Πίνακας 5.2** Αδιαστατοποιημένο λείο μοναδιαίο υδρογράφημα του SCS

Χρόνος $t/t_a$	Παροχή $Q/Q_p$	Χρόνος $t/t_a$	Παροχή $Q/Q_p$	Χρόνος $t/t_a$	Παροχή $Q/Q_p$
0	0	0.9	0.97	2.0	0.32
0.1	0.015	1.0	1.00	2.2	0.24
0.2	0.075	1.1	0.98	2.4	0.18
0.3	0.16	1.2	0.92	2.6	0.13
0.4	0.28	1.3	0.84	2.8	0.098
0.5	0.43	1.4	0.75	3.5	0.036
0.6	0.60	1.5	0.65	4.0	0.018
0.7	0.77	1.6	0.57	4.5	0.009
0.8	0.89	1.8	0.43	5.0	0.004

Βεβαίως υπάρχουν και άλλες μέθοδοι σύνθεσης μοναδιαίου υδρογραφήματος, όπως αυτές του Snyder και του Nash, αλλά δεν χρησιμοποιούνται συχνά σε μελέτες προσομοίωσης δικτύων ομβρίων. Περιγραφή αυτών των μεθόδων υπάρχει στα υδρολογικά κείμενα (π.χ. Chow κ.ά., 1988, Shaw, 1988).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι παραπάνω μέθοδοι κατάρτισης μοναδιαίων υδρογραφημάτων αναφέρονται σε σχετικώς απλά σχήματα λεκανών και σε καθαρώς επιφανειακή ροή, που ακολουθεί φυσικές διαδρομές. Κατά συνέπεια περιγράφουν μόνο το φαινόμενο της απορροής των ομβρίων πριν αυτά εισέλθουν στο δίκτυο και δεν ισχύουν για σύνθετες λεκάνες που περιλαμβάνουν και αγωγούς ομβρίων. Ο σχηματισμός των υδρογραφημάτων των σύνθετων λεκανών απαιτεί, πέρα από τα παραπάνω, και υπολογισμούς διάδευσης κατά μήκος του δικτύου ομβρίων, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν σε προηγούμενες ενότητες.

### 5.13 Καταιγίδες μελέτης

Όταν κατά την εκπόνηση μιας μελέτης, η οποία μπορεί να αναφέρεται είτε στο σχεδιασμό είτε στον έλεγχο επάρκειας ενός δικτύου ομβρίων, η εκτίμηση των υδρογραφημάτων γίνεται με τη χρήση μοναδιαίου υδρογραφήματος, τότε δεν υπάρχει κανένας λόγος να θεωρείται η βροχή χρονικά ομοιόμορφη. Άλλωστε μια τέτοια παραδοχή σαφώς υπεκτιμά την πλημμυρική αιχμή. Αντίθετα η παραδοχή μιας χρονικά ανομοιόμορφης βροχής είναι πιο ρεαλιστική και πιο ασφαλής.

Επίσης η διάρκεια βροχής δεν υπάρχει λόγος να θεωρείται ίση με το χρόνο συγκέντρωσης, όπως γίνεται όταν χρησιμοποιείται η ορθολογική μέθοδος. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι δεν υπάρχει μονοσήμαντος τρόπος για τον καθορισμό της διάρκειας της καταιγίδας σχεδιασμού. Στην πράξη η διάρκεια λαμβάνεται πολλαπλάσια του χρόνου υστέρησης της λεκάνης και πάντως μεγαλύτερη της διάρκειας του μοναδιαίου υδρογραφήματος. Κανονικά στην περίπτωση σχεδιασμού έργων που προκαλούν ανάσχεση πλημμύρας (δεξαμενές ανάσχεσης), στο χρόνο υστέρησης της λεκάνης πρέπει να συνυπολογίζεται και ο χρόνος υστέρησης κατά τη διόδευση μέσω των έργων ανάσχεσης. Αυτό συνεπάγεται μια ακόμα μεγαλύτερη διάρκεια της καταιγίδας σχεδιασμού.

Για την κατανομή του συνολικού ύψους βροχής στο χρόνο χρησιμοποιούνται διάφορες μέθοδοι:

(α) *Η μέθοδος του τριγωνικού υετογραφήματος*

Πρόκειται για την απλούστερη (μετά από εκείνη της ομοιόμορφης κατανομής) μέθοδο, στην οποία η κατανομή είναι τριγωνική με αιχμή στο χρόνο  $t_r = rD$ , όπου  $D$  η διάρκεια βροχής και  $r$  αριθμητικός συντελεστής με τιμές από 0 μέχρι 1. Για  $r = 0.5$  προκύπτει η συμμετρική τριγωνική κατανομή. Η αιχμή  $i_r$  της έντασης βροχής δίνεται από την προφανή σχέση  $i_r = 2H/D$ , όπου  $H$  το συνολικό ύψος βροχής (βλ. και Chow κ.ά., 1988).

(β) *Η μέθοδος της αδιάστατης χρονικής κατανομής*

Ο επιμερισμός του ύψους βροχής στο χρόνο γίνεται σύμφωνα με μια προκαθορισμένη αδιάστατη κατανομή της μορφής  $(H/H_{\text{τελ}}) =$

συνάρτηση( $t/D$ ), όπου  $D$  η ολική διάρκεια της καταιγίδας,  $t \leq D$  ο χρόνος,  $H$  το ύψος βροχής στο χρόνο  $t$  και  $H_{\text{τελ}}$  το τελικό (συνολικό) ύψος της καταιγίδας. Η μορφή της παραπάνω συνάρτησης θεωρείται ανεξάρτητη της διάρκειας  $D$  και του ύψους  $H_{\text{τελ}}$  και συνήθως προσδιορίζεται βάσει διαγραμμάτων της βιβλιογραφίας. Μια τέτοια μέθοδος συνιστάται και από το Βρετανικό Ινστιτούτο Υδρολογίας (Sutcliffe, 1978, Shaw, 1988), το οποίο δίνει και ορισμένες τυπικές καμπύλες αδιάστατων κατανομών. Παρόμοιες καμπύλες δίνονται και από την SCS (βλ. Chow κ.ά, 1988) και άλλους ερευνητές (Huff, 1967, Στυλιανίδου, 1985, Μαμάσης, 1986, βλ. και Μιμίκου, 1990).

(γ) *Η μέθοδος του δυσμενέστερου συνδυασμού των τμηματικών υψών βροχής*

Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζονται τα τμηματικά ύψη βροχής των επιμέρους διαρκειών με βάση την καμπύλη ύψους - διάρκειας βροχής (όμβρια καμπύλη) της υπό μελέτη λεκάνης, που αντιστοιχεί στην περίοδο επαναφοράς μελέτης. Τα τμηματικά ύψη βροχής διατάσσονται στη συνέχεια σε τρόπο ώστε να προκύπτει ο δυσμενέστερος δυνατός συνδυασμός, δηλαδή αυτός που προκαλεί τη δυσμενέστερη αιχμή της παραγόμενης πλημμύρας. Η μέθοδος αυτή προτείνεται από το USBR (1977). Η βασική παραδοχή της μεθόδου του δυσμενέστερου συνδυασμού είναι ότι σε κάθε επιμέρους διάρκεια  $t$  το προκύπτον ύψος βροχής έχει την ίδια περίοδο επαναφοράς με το τελικό (συνολικό) ύψος βροχής. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των τμηματικών υψών προκύπτει με την εξής μεθοδολογία: Τα τμηματικά ύψη βροχής διατάσσονται σε χρονική αντιστοιχία με τις τεταγμένες του μοναδιαίου υδρογραφήματος σε τρόπο ώστε το μέγιστο ύψος βροχής να είναι απέναντι από τη μέγιστη τεταγμένη του μοναδιαίου υδρογραφήματος, το αμέσως μικρότερο απέναντι από την αμέσως μικρότερη τεταγμένη κ.ο.κ. Η διάταξη αυτή στη συνέχεια αντιστρέφεται και έτσι προκύπτει το τελικό υετογράφημα. Η τεχνική αυτή υπακούει βέβαια σε κάποια λογική αφού αποδεικνύεται θεωρητικά ότι πράγματι δίνει τη μέγιστη παροχή αιχμής όταν συνδυαστεί με το μοναδιαίο υδρογράφημα.

Παρ' όλο που θεωρητικά η τρίτη μέθοδος βασίζεται στο δυσμενέστερο συνδυασμό των επιμέρους υψών βροχής, είναι δυνατό να δίνει μικρότερες πλημμύρες αιχμής από τη δεύτερη, ή ακόμα και από την πρώτη μέθοδο. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι οι δύο πρώτες μέθοδοι είναι δυνατό να δώσουν μεγαλύτερα σε μέγεθος τμηματικά ύψη από την τρίτη, δεδομένου ότι δεν παίρνουν υπόψη την όμβρια καμπύλη για τις ενδιάμεσες διάρκειες.

## 5.14 Καθιερωμένα μοντέλα προσομοίωσης δικτύων ομβρίων

### 5.14.1 Τα μοντέλα Wallingford

Οι Βρετανικές υπηρεσίες Department of the Environment και National Water Council, ίδρυσαν το 1974 ομάδα εργασίας για τον υδραυλικό σχεδιασμό των δικτύων ομβρίων. Η ομάδα αυτή, συνδυάζοντας παλιές και νέες υδραυλικές και υδρολογικές μεθόδους κατέληξε στην κατάρτιση συγκεκριμένων προδιαγραφών, μεθοδολογιών και λογισμικού, που συνιστούν τη διαδικασία *Wallingford* (Wallingford procedure). Με αυτή τη διαδικασία αντιμετωπίζεται κάθε πρόβλημα σχεδιασμού και λειτουργίας δικτύων ομβρίων. Πιο συγκεκριμένα αντιμετωπίζονται τα θέματα του σχεδιασμού, συμβατικού (με την ορθολογική μέθοδο) ή μη συμβατικού (με τη μέθοδο του υδρογραφήματος), της κοστολόγησης/βελτιστοποίησης σχεδιασμού και της προσομοίωσης της λειτουργίας των δικτύων.

Τα σχετικά πακέτα λογισμικού (WALLRUS, MicroRAT, SPIDA, CURVIL κ.ά., βλ. Shaw, 1988, Wallingford Software, 1990), περιλαμβάνουν τις ακόλουθες επιμέρους συνιστώσες:

1. Τροποποιημένη ορθολογική μέθοδος για το σχεδιασμό των αγωγών σε χωριστικά και παντοροϊκά δίκτυα.
2. Μέθοδος υδρογραφήματος για το σχεδιασμό μεγάλων συστημάτων ομβρίων.

3. Μέθοδος προσομοίωσης βασισμένη στη μέθοδο υδρογραφήματος για την ανάλυση της συμπεριφοράς δικτύων ομβρίων σε συνθήκες βροχής σπανιότερες των συνθηκών σχεδιασμού.
4. Μέθοδος προσομοίωσης βασισμένη στις πλήρεις εξισώσεις *Saint Venant*, κατάλληλη κυρίως για την προσομοίωση δικτύων ομβρίων σε πεδινές περιοχές (μικρών κλίσεων).
5. Προγράμματα κοστολόγησης/βελτιστοποίησης σχεδιασμού.
6. Προγράμματα γραφικών/σχεδίασης.

Η πρώτη συνιστώσα (τροποποιημένη ορθολογική μέθοδος) επιτρέπει τον υπολογισμό της διαμέτρου ή/και της κλίσης του κάθε αγωγού του δικτύου, τον υπολογισμό των υδραυλικών χαρακτηριστικών και τον έλεγχο παροχετευτικότητας των αγωγών καθώς και τη διαστασιολόγηση δεξαμενών ανάσχεσης. Χρησιμοποιεί διάφορες βελτιώσεις της ορθολογικής μεθόδου, προκειμένου να υπολογίσει τους συντελεστές απορροής, τους χρόνους συγκέντρωσης κλπ. Το πρόγραμμα χειρίζεται μια ποικιλία διατομών, όπως κυκλικές, ωσειδείς, ορθογωνικές (ανοιχτές ή κλειστές), σχήματος U (ανοιχτές ή κλειστές), τραπεζοειδείς (ανοιχτές) κ.ά. Η εφαρμογή του συνιστάται για ομογενείς λεκάνες με έκταση μέχρι 150 ha.

Η δεύτερη συνιστώσα (μέθοδος υδρογραφήματος) βασίζεται σε πλήρες μοντέλο επιφανειακής απορροής, που συνδυάζεται με τη μέθοδο Muskingum-Cunge για την περιγραφή της ροής στους αγωγούς. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για το σχεδιασμό δικτύων σε λεκάνες με έκταση μεγαλύτερη των 150 ha. Για κάθε τμήμα αγωγού υπολογίζεται το υδρογράφημα επιφανειακής εισροής, βασισμένο στο υετογράφημα σχεδιασμού, το οποίο προστίθεται στο υδρογράφημα εισροής του ανάντη κόμβου. Η μέθοδος χρησιμοποιεί εναλλακτικά τρεις προσεγγίσεις, προκειμένου να υπολογίσει υδρογραφήματα επιφανειακής εισροής, και συγκεκριμένα (1) χρήση καθορισμένου ποσοστού απορροής σε συνδυασμό με το μοντέλο απορροής υπολεκανών, (2) χρήση της μεθόδου SCS, και (3) χρήση σταθερού συντελεστή απορροής σε συνδυασμό με δόδευση μέσω γραμμικού ταμιευτήρα. Η διαστασιολόγηση των αγωγών γίνεται σε τρόπο ώστε οι διατομές να επαρκούν για την παροχέτευση της παροχής αιχμής. Τέλος διοδεύεται το συνολικό ανάντη υδρο-

γράφημα με τη μέθοδο Muskingum-Cunge, και προκύπτει το υδρογράφημα στην έξοδο. Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για το επόμενο τμήμα αγωγού. Η συνιστώσα αυτή μπορεί να χειριστεί επίσης κατασκευές εκτροπής, δεξαμενές ανάσχεσης και αντλιοστάσια.

Η συνιστώσα της προσομοίωσης μέσω υδρογραφήματος χρησιμοποιεί την ίδια μεθοδολογία με την προηγούμενη συνιστώσα, χωρίς όμως να κάνει διαστασιολόγηση των αγωγών. Επιπλέον μπορεί να χειριστεί καταστάσεις υπερπλήρωσης των αγωγών, μέσω των εξισώσεων μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς (βλ. ενότητα 5.3). Η υπερπλήρωση των αγωγών μπορεί να συμβεί είτε όταν η παροχή σε ένα αγωγό γίνει μεγαλύτερη από την παροχή πλήρωσης, είτε όταν η γραμμή ενέργειας υποχρεωθεί από τα κατάντη να ανεβεί πάνω από την άντυγα του αγωγού. Οι διατομές που μπορεί να χειριστεί η μέθοδος είναι ίδιες με αυτές της πρώτης συνιστώσας. Η μέθοδος είναι κατάλληλη ιδίως για δίκτυα με σημαντικές κλίσεις.

Για δίκτυα σε πεδινές περιοχές πολύ μικρών κλίσεων, όπου είναι πιθανή η εμφάνιση ανάστροφης ροής, συνιστάται η μέθοδος προσομοίωσης με πλήρη επίλυση των εξισώσεων Saint Venant. Σε ότι αφορά στην υδρολογία, και αυτή η συνιστώσα χρησιμοποιεί τις ίδιες μεθόδους, όπως και οι προηγούμενες. Το σχήμα επίλυσης των εξισώσεων που χρησιμοποιείται καλύπτει και τη ροή με ελεύθερη επιφάνεια, και τη ροή υπό πίεση, σε περίπτωση υπερφόρτωσης των αγωγών. Ο αλγόριθμος επίλυσης εξασφαλίζει ευστάθεια της λύσης μέσω επαναληπτικών διαδικασιών και ταχύτητα υπολογισμών μέσω αυτόματης αλλαγής του χρονικού βήματος προσομοίωσης, το οποίο καθορίζεται από τις συνθήκες μεταβολής των συνθηκών ροής.

Στην σημερινή έκδοσή τους τα μοντέλα Wallingford δεν είναι κατάλληλα για την προσομοίωση λειτουργίας και τη βελτιστοποίηση σε πραγματικό χρόνο, αλλά το θέμα αυτό είναι υπό μελέτη. Τα μοντέλα εφαρμόζονται στη Μ. Βρετανία αλλά και σε άλλες ευρωπαϊκές χώρες.

### 5.14.2 Το μοντέλο SWMM

Το μοντέλο SWMM (Storm Water Management Model) έχει αναπτυχθεί από Αμερικανούς μηχανικούς για λογαριασμό της υπηρεσίας Environmental Protection Agency (EPA) των ΗΠΑ. Πρόκειται για ένα μαθηματικό μοντέλο κατάλληλο για την περιγραφή της ροής σε δίκτυα αποχέτευσης, παντοροϊκά ή χωριστικά, που επιπλέον είναι εφοδιασμένο με διαδικασίες εκτίμησης των ποιοτικών χαρακτηριστικών στα δίκτυα, τις εγκαταστάσεις καθαρισμού και τους αποδέκτες. Περιλαμβάνει πέντε επιμέρους τμήματα:

1. Το *διευθυντικό (executive)* τμήμα ελέγχει τη ροή του προγράμματος και των υπολογισμών καθώς την είσοδο και έξοδο των δεδομένων.
2. Το τμήμα *απορροής (runoff)* υπολογίζει τις ποσότητες ομβρίων και τα ρυπαντικά φορτία που εισέρχονται σε κάθε κόμβο του δικτύου. Τα υδρογραφήματα εισροής βασίζονται σε αντίστοιχα υετογραφήματα. Γίνονται ξεχωριστοί υπολογισμοί των απωλειών διήθησης (με την εξίσωση του Horton) και κατακράτησης. Η επιφανειακή ροή προσομοιώνεται με την εξίσωση Manning και την εξίσωση συνέχειας. Για την εκτίμηση των ρυπαντικών φορτίων απαιτούνται δεδομένα χρήσης γης καθώς και χρήσης και συχνότητας καθαρισμού του οδικού δικτύου.
3. Το τμήμα *μεταφοράς (transport)* είναι ο κεντρικός πυρήνας του μοντέλου, που επιλύει τις εξισώσεις Saint Venant στο δίκτυο. Χρησιμοποιεί ένα σχήμα πεπερασμένων διαφορών και επιτρέπει την προσομοίωση και των συνθηκών υπερπλήρωσης των αγωγών. Δεδομένα εισόδου για το τμήμα αυτό είναι οι εισροές που υπολογίζονται από το προηγούμενο τμήμα, τα γεωμετρικά και λοιπά χαρακτηριστικά των αγωγών και των φρεατίων, καθώς και τα δεδομένα των συσκευών ελέγχου του δικτύου.
4. Το τμήμα *αποθήκευσης (storage)* επιτρέπει την προσομοίωση των διεργασιών στις εγκαταστάσεις επεξεργασίας λυμάτων.

5. Το τμήμα αποδέκτη (*receiving water*) τροφοδοτείται με τις εξόδους των δύο προηγούμενων τμημάτων και υπολογίζει τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των υδάτινων αποδεκτών.

Το μοντέλο είναι γραμμένο σε γλώσσα FORTRAN και αποτελεί το εθνικό πρόγραμμα των ΗΠΑ για το σχεδιασμό και τη διαχείριση αποχετευτικών συστημάτων. Έχει επίσης χρησιμοποιηθεί και σε ευρωπαϊκές χώρες.



---

---

## Κεφάλαιο 6 Ποιοτικά θέματα

---

---

### 6.1 Σύσταση οικιακών λυμάτων.

Τα συνήθη αστικά λύματα περιέχουν στερεά υλικά σε αναλογία της τάξης του 1:1000. Τα στερεά υλικά διακρίνονται σε *διαλυμένα* και *αδιάλυτα* ή *αιωρούμενα*. Τα τελευταία αντιπροσωπεύουν περίπου το 40% του συνόλου. Μέρος από αυτά (πάνω από το μισό) είναι *καθιζήσιμα* δηλαδή καθιζάνουν όταν επικρατήσουν συνθήκες ηρεμίας.

Τα στερεά υλικά διακρίνονται επίσης σε *εξαερώσιμα* και *αδρανή*. Τα πρώτα είναι εκείνα που, μετά από συγκέντρωση και αφυδάτωσή τους, υπόκεινται σε καύση. Υποτίθεται ότι τα εξαερώσιμα στερεά αποτελούνται από οργανικά υλικά, παρόλο που ορισμένα οργανικά υλικά δεν καίγονται, ενώ κάποια ανόργανα υλικά αποσυντίθενται σε υψηλές θερμοκρασίες. Τα οργανικά υλικά αποτελούνται από πρωτεΐνες, υδατάνθρακες και λίπη.

Το πιο χαρακτηριστικό μέτρο της ποσότητας των οργανικών ουσιών που περιέχονται στα λύματα είναι έμμεσο: αντί της μάζας αυτών καθεαυτών των οργανικών ουσιών, μετριέται η μάζα του οξυγόνου που καταναλώνεται για την πλήρη βιοχημική οξείδωση των ουσιών αυτών. Έτσι προκύπτει το *βιοχημικώς απαιτούμενο οξυγόνο* (*biochemical oxygen demand – BOD*). Με τον όρο βιοχημική οξείδωση των ουσιών εννοούμε τη βραδεία οξείδωσή τους κάτω από τη δράση αερόβιων μικροοργανισμών (βλέπε επόμενη ενότητα). Στην πραγματικότητα μια τέτοια οξείδωση μπορεί να διαρκέσει μήνες και έτσι είναι

πρακτικά ασύμφορο να μετρηθεί η ποσότητα οξυγόνου που θα καταναλωθεί για την πλήρη βιοχημική διάσπαση των οργανικών ουσιών. Έτσι έχει καθιερωθεί να γίνεται μέτρηση της ποσότητας οξυγόνου που καταναλώνεται μέσα σε πέντε μέρες, κάτω από ελεγχόμενες εργαστηριακές συνθήκες, σε θερμοκρασία 20°C. Το αποτέλεσμα της μέτρησης αυτής συμβολίζεται ως BOD<sub>5</sub>.

Ένα άλλο παρόμοιο έμμεσο μέτρο της ποσότητας των οργανικών ουσιών είναι το *χημικώς απαιτούμενο οξυγόνο (chemical oxygen demand – COD)*. Πρόκειται για την ποσότητα οξυγόνου που καταναλίσκεται για τη χημική οξειδωση των οργανικών ουσιών. Στο εργαστήριο, ως οξειδωτικό υλικό χρησιμοποιείται συνήθως το διχρωμικό κάλιο με καταλύτη θειικό άργυρο. Η μέτρησή του είναι γρήγορη και ολοκληρώνεται σε 2-3 ώρες. Το COD δεν κάνει διάκριση μεταξύ βιοχημικά σταθερών και ασταθών ουσιών, γι' αυτό και είναι μεγαλύτερο από το BOD. Η σχέση BOD<sub>5</sub> προς COD για οικιακά λύματα είναι κατά κανόνα από 1:20 μέχρι 1:25.

Το αμεσότερο μέτρο της ποσότητας οργανικών ουσιών είναι ο *ολικός οργανικός άνθρακας (total organic carbon – TOC)* που εκφράζει τη μάζα του οργανικού άνθρακα που βρίσκεται μέσα στις ουσίες. Εργαστηριακά προσδιορίζεται με καύση του δείγματος σε κλίβανο υψηλής θερμοκρασίας με παρουσία καταλύτη και μέτρηση με υπέρυθρο αναλυτή του CO<sub>2</sub> που παράγεται. Όπως και το COD, ο TOC δεν κάνει διάκριση βιοδιασπάσιμων και μη ουσιών. Η σχέση TOC προς BOD<sub>5</sub> στα οικιακά λύματα είναι κατά κανόνα 1:0.70 έως 1:0.75.

Ο προσδιορισμός της σύστασης των λυμάτων είναι αντικείμενο μηχανικών, χημικών και βιοχημικών αναλύσεων. Τυπική εικόνα της σύστασης των λυμάτων δίνεται στον Πίνακα 6.1.

Για την εκτίμηση των ολικών και ανά κατηγορία ποσοτήτων στερεών ουσιών που εισέρχονται στο δίκτυο ακαθάρτων χρησιμοποιούνται τυπικές ανά κάτοικο τιμές, όπως αυτές του Πίνακα 6.2 που προέρχονται από δεδομένα των ΗΠΑ (Metcalf & Eddy, 1979, Χριστούλας, 1991). Για το λεκανοπέδιο της Αθήνας, χωρίς τη βιομηχανική συμβολή, εκτιμήθηκε ότι η παραγωγή BOD<sub>5</sub> είναι 65 g/ημ/κατ (Χριστούλας, 1991).

**Πίνακας 6.1** Τυπική σύνθεση ανεπεξέργαστων αστικών λυμάτων

Συστατικά	Συγκέντρωση λυμάτων σε mg/l για κατηγορία ρύπανσης:		
	Ασθενή	Μέση	Ισχυρή
Ολικά στερεά	400	800	1200
Εξαερώσιμα	210	420	780
Αδρανή	190	380	420
Αιωρούμενα στερεά	130	250	440
Εξαερώσιμα	80	150	270
Αδρανή	50	100	170
BOD <sub>5</sub>	110	220	390
COD	250	500	1000

**Πίνακας 6.2** Τυπικά μεγέθη ρύπων ανά κάτοικο

Τύπος ρύπου	Κατοικίες με σκουπιδοφάγους	Κατοικίες χωρίς σκουπιδοφάγους
Αιωρούμενα στερεά	90-150 g/ημ/κατ	60-115 g/ημ/κατ
Ποσοστό εξαερώσιμων στερεών	75-80 %	75-80 %
Ποσοστό καθιζήσιμων στερεών	60-75 %	60-75 %
BOD <sub>5</sub>	80-120 g/ημ/κατ	60-110 g/ημ/κατ
Ποσοστό BOD <sub>5</sub> που οφείλεται στα εξαερώσιμα στερεά	75% περίπου	75% περίπου

## 6.2 Αποσύνθεση της οργανικής ύλης

Στη σύσταση της οργανικής ύλης κυριαρχούν τα στοιχεία άνθρακας (C), οξυγόνο (O), υδρογόνο (H) και σε δεύτερο βαθμό τα στοιχεία άζωτο (N), φωσφόρος (P) και θείο (S).

Η οργανική ύλη είναι γενικώς ασταθής και υπόκειται σε μεταβολές υπό την επίδραση διάφορων χημικών ουσιών και τη δράση των μικροοργανισμών (βακτηριδίων). Τέτοιοι μικροοργανισμοί υπάρχουν

πάντοτε στα λύματα και προκαλούν βιοχημική αποσύνθεση των οργανικών ουσιών.

Η βιοχημική αποσύνθεση μπορεί να γίνει με δύο τρόπους, *αερόβια* ή *αναερόβια*. Εφόσον υπάρχει περίσσεια οξυγόνου στα λύματα, πραγματοποιείται *αερόβια αποσύνθεση*, αποτέλεσμα της δράσης των *αερόβιων μικροοργανισμών*. Η λειτουργία αυτών των μικροοργανισμών είναι παρόμοια με αυτή του ανθρώπου και των ζώων. Οξειδώνουν την οργανική ύλη χρησιμοποιώντας το ελεύθερο μοριακό οξυγόνο. Τα τελικά προϊόντα της αποσύνθεσης αυτής είναι το διοξείδιο του άνθρακα ( $\text{CO}_2$ ) το νερό ( $\text{H}_2\text{O}$ ) τα νιτρικά ( $\text{NO}_3^-$ ) και τα θειικά ( $\text{SO}_4^{--}$ ).

Αντίθετα, όταν υπάρχει έλλειψη οξυγόνου, αναπτύσσεται μια άλλη κατηγορία μικροοργανισμών οι *αναερόβιοι μικροοργανισμοί*, που προκαλούν την *αναερόβια αποσύνθεση* των οργανικών ουσιών. Η λειτουργία αυτών των μικροοργανισμών είναι πολύ διαφορετική από αυτή των ζώων. Γι' αυτούς το ελεύθερο οξυγόνο είναι επιβραδυντικό της ανάπτυξης τους ή και δηλητήριο. Τα τελικά προϊόντα της αναερόβιας αποσύνθεσης είναι απλούστερες οργανικές ενώσεις και ανόργανες ύλες, όπως διοξείδιο του άνθρακα ( $\text{CO}_2$ ), μεθάνιο ( $\text{CH}_4$ ), υδρόθειο ( $\text{H}_2\text{S}$ ) και αμμωνία ( $\text{NH}_3$ ). Ορισμένα από τα προϊόντα αυτά προκαλούν απεχθείς οσμές όταν ελευθερωθούν στην ατμόσφαιρα. Αυτός είναι και ένας από τους λόγους που καθιστά ανεπιθύμητη την αναερόβια αποσύνθεση στους αγωγούς λυμάτων, σε υδάτινους αποδέκτες (λίμνες, ποτάμια) καθώς και στις βιοχημικές διεργασίες των εγκαταστάσεων καθαρισμού λυμάτων, όταν αυτές γίνονται σε ανοιχτές δεξαμενές.

### 6.3 Αερισμός των δικτύων ακαθάρτων

Ο καλός αερισμός των λυμάτων κατά μήκος των αγωγών είναι απαραίτητος για την αποφυγή αναερόβιων συνθηκών αποσύνθεσης, των οποίων τα τελικά προϊόντα είναι απεχθή και πολλές φορές επικίνδυνα για τον άνθρωπο, αλλά και δημιουργούν κινδύνους για τους ίδιους τους αγωγούς. Τα περιθώρια ασφαλείας που επιβάλλουν οι κανονισμοί για τα ποσοστά πλήρωσης των αγωγών (βλ. ενότητα 4.9) γενικά εξασφαλίζουν ικανοποιητικές συνθήκες αερισμού των λυμάτων.

Ο ελκυσμός του αέρα στους αγωγούς ακαθάρτων γίνεται από την ίδια τη ροή των λυμάτων. Επί πλέον πραγματοποιείται ανταλλαγή

αέρα μεταξύ αγωγών και ατμόσφαιρας που προκαλείται από τις αυξομειώσεις του βάθους ροής στους αγωγούς. Γενικά η εισαγωγή του αέρα στους αγωγούς ακαθάρτων γίνεται σε επαρκή βαθμό από τους αγωγούς εξαερισμού των σπιτιών και από τις ανθρωποθυρίδες των φρεατίων.

Σύμφωνα με τις οδηγίες των WPCF & ASCE (1976) στις ακόλουθες περιπτώσεις δεν επαρκεί ο φυσικός αερισμός και επιβάλλεται η εγκατάσταση συσκευών εξαναγκασμένου αερισμού:

1. Για την απαγωγή και την ικανοποιητική διάθεση μολυσμένου αέρα που είναι δυνατόν να διαφύγει από τους αγωγούς σε πυκνοκατοικημένες περιοχές.
2. Για την εξασφάλιση συνθηκών όχι υπερβολικά ελλειμματικών σε οξυγόνο στους αγωγούς. Συνήθως στον αέρα των υπονόμων η συγκέντρωση οξυγόνου είναι περίπου ίση με το 90% της ατμοσφαιρικής, πράγμα που εξασφαλίζει ικανοποιητικές συνθήκες αερόβιας αποσύνθεσης. Όμως σε αγωγούς πολύ μεγάλου μήκους με ασθενή φυσικό αερισμό ή σε θέσεις όπου παρεμποδίζεται ο φυσικός αερισμός, η συγκέντρωση μπορεί να πέσει κάτω από το 50% της ατμοσφαιρικής. Μια τέτοια σύνθεση του αέρα οδηγεί σε αναερόβιες διεργασίες αποσύνθεσης των οργανικών ουσιών και είναι δηλητηριώδης ή ακόμη και θανατηφόρα για τον άνθρωπο.
3. Για τη διατήρηση στεγνών τοιχωμάτων των κατασκευών και τον περιορισμό της χημικής διάβρωσης, όπου υπάρχει παρουσία υδροθείου. Αυτός ο τρόπος προστασίας είναι αποτελεσματικός μόνο για μικρά μήκη αγωγών και χρησιμοποιείται κυρίως σε φρεάτια.
4. Για τον αποκλεισμό της δημιουργίας εκρηκτικής σύνθεσης του αέρα. Κανονικά απαγορεύονται τα αναφλέξιμα αέρια στους υπονόμους και η ύπαρξή τους μπορεί να θεωρηθεί μόνο ως ατύχημα. Οι συγκυρίες που μπορούν να οδηγήσουν σε εκρηκτική σύνθεση του αέρα δεν είναι προβλέψιμες, αλλά ευτυχώς, είναι σπάνιες, έτσι ώστε να μη αιτιολογούν την κατασκευή συσκευών αερισμού σε όλους τους αγωγούς. Ωστόσο ο εξαναγκασμένος αερισμός, όπου απαιτείται για άλλους λόγους, έχει το πλεονέ-

κτημα να αποκλείει τη δημιουργία συνθηκών εκρηκτικής σύνθεσης του αέρα.

Ο εξαναγκασμένος αερισμός, όπου απαιτείται, πραγματοποιείται με ψηλούς αεραγωγούς ή άλλες διατάξεις απόσπησης.

Ας σημειωθεί τέλος ότι επειδή δεν μπορούν να προβλεφθούν οι συγκυρίες δημιουργίας δηλητηριώδους ή εκρηκτικής ατμόσφαιρας στους αγωγούς, επιβάλλεται να παίρνονται κατάλληλα μέτρα ανίχνευσης τέτοιων συνθηκών και αερισμού των αγωγών και φρεατίων κατά τη διάρκεια της συντήρησής τους, ώστε να αποφευχθούν κίνδυνοι ατυχημάτων για το εργατικό προσωπικό.

## 6.4 Παραγωγή υδροθείου στους αγωγούς ακαθάρτων

Το υδρόθειο, εκτός από την ενοχλητική οσμή του, δημιουργεί πολλά προβλήματα στα αποχετευτικά δίκτυα, γι' αυτό και εξετάζεται ιδιαίτερα. Είναι προφανές ότι η παρουσία του είναι ανεπιθύμητη και πρέπει να ελαχιστοποιείται.

Η παραγωγή υδροθείου είναι αποτέλεσμα της δράσης αναερόβιων βακτηριδίων. Στα λύματα βρίσκεται σε δύο κυρίως μορφές, ως διαλυμένο αέριο  $H_2S$  και ως ιόν υδροθείου  $HS^-$ . Η αναλογία των μορφών αυτών εξαρτάται από το pH των λυμάτων. Σε pH 5 επικρατεί εξ ολοκλήρου η μορφή  $H_2S$  ενώ σε pH 9 η μορφή  $HS^-$ . Σε ουδέτερο περιβάλλον (pH = 7) οι συγκεντρώσεις  $H_2S$  και  $HS^-$  είναι ίσες. Σε συνήθεις συνθήκες θερμοκρασίας λυμάτων το υδρόθειο είναι έντονα διαλυτό σε αυτά, σε συγκεντρώσεις που φτάνουν τα 3000 έως 4000 mg/l. Με την παρουσία ιόντων μετάλλων (Fe, Zn, Cu) ένα μέρος του υδροθείου μετατρέπεται σε καθιζήσιμα άλατα. Συνήθως το μέρος αυτό είναι μικρό και δεν ξεπερνά το 1 mg/l. Λόγω της μεγάλης διαλυτότητάς του δεν αναδύεται από τα λύματα υπό μορφή φυσαλίδων, κάποιο όμως μέρος του εξέρχεται από την ελεύθερη επιφάνεια. Η απελευθέρωσή του γίνεται με μεγάλο ρυθμό σε περιοχές με έντονη τύρβη.

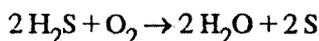
Τα κυριότερα προβλήματα που προκαλούνται από το υδρόθειο σχετίζονται με την ελεύθερη αέρια μορφή του που διαφεύγει από τα λύματα και όχι τη διαλυμένη. Αυτά είναι:

1. Πρόκληση απεχθών οσμών.

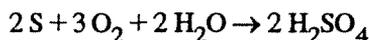
2. Δημιουργία δηλητηριώδους ατμόσφαιρας, επικίνδυνης για τη ζωή όσων εργάζονται στη συντήρηση των υπονόμων.
3. Διάβρωση των οροφών των αγωγών από σκυρόδεμα, αμιαντοτσιμέντο ή μέταλλο (στην περιοχή που δεν καλύπτεται από τη ροή). Είναι ενδιαφέρον ότι τα τοιχώματα των σωλήνων που βρέχονται δεν προσβάλλονται σοβαρά από το διαλυμένο υδρόθειο.
4. Προβλήματα στην εφαρμογή αερόβιων διεργασιών στην εγκατάσταση καθαρισμού όταν τα λύματα φτάνουν εκεί. Επίσης αύξηση της απαιτούμενης ποσότητας χλωρίου, όταν εφαρμόζεται χλωρίωση των λυμάτων.

Στην πραγματικότητα η διάβρωση των οροφών δεν προκαλείται από το ίδιο το υδρόθειο, αλλά από το θειικό οξύ, που παράγεται από οξείδωση του υδροθείου στα τοιχώματα της οροφής με παρουσία υγρασίας. Η υγρασία των τοιχωμάτων οφείλεται σε εξαέρωση του νερού των λυμάτων και στη συνέχεια συμπύκνωση των υδρατμών. Η οξείδωση προκαλείται από αερόβια βακτηρίδια σε δύο στάδια (Degremont, 1979).

- Στο πρώτο στάδιο, που προκαλείται από λευκοβακτηριοειδή, όπως η θειοθρίξ, γίνεται οξείδωση του  $\text{H}_2\text{S}$  σε S:



- Στο δεύτερο στάδιο που προκαλείται από πρωτοβακτηρίδια, όπως ο θειοβάκιλος, οξειδώνεται το θείο σε θειικό οξύ:



Όπως προαναφέρθηκε, η παραγωγή υδροθείου ευνοείται σε συνθήκες απουσίας αέρα. Τέτοιες συνθήκες επικρατούν σε ροή υπό πίεση, όπως για παράδειγμα σε καταθλιπτικούς αγωγούς ή σίφωνες. Η ποσότητα του υδροθείου που παράγεται αυξάνεται με:

- την αύξηση του χρόνου παραμονής σε συνθήκες μη αερισμού,
- την αύξηση του οργανικού φορτίου,
- την αύξηση της θερμοκρασίας, και

- τη μείωση της διαμέτρου του αγωγού.

Παραγωγή υδροθείου μπορεί να γίνεται και σε αγωγούς με μερική πλήρωση κάτω από ενεπαρκείς συνθήκες αερισμού. Η πιθανότητα παραγωγής υδροθείου αλλά και η ποσότητα που παράγεται αυξάνεται με:

- την αύξηση του οργανικού φορτίου,
- την αύξηση της θερμοκρασίας,
- την αύξηση της βρεχόμενης περιμέτρου του αγωγού,
- τη μείωση του πλάτους της ελεύθερης επιφάνειας του αγωγού, και
- τη μείωση της τύρβης στη ροή, που έχει συνέπεια τη μείωση του ρυθμού μεταφοράς αέρα (και άρα οξυγόνου) στα λύματα. Η τύρβη συναρτάται με την κλίση του αγωγού και την ταχύτητα.

Ο ρυθμός έκλυσης υδροθείου από την ελεύθερη επιφάνεια της ροής αυξάνεται με

- την αύξηση της συγκέντρωσης υδροθείου στα λύματα,
- τη μείωση του pH των λυμάτων, και
- την έντονη αύξηση της τύρβης στη ροή.

Μέτρα που μπορούν να λαμβάνονται για τη μείωση της παραγωγής υδροθείου είναι:

*α. Για αγωγούς υπό πίεση και αντλιοστάσια*

- Αποφυγή μικρών ταχυτήτων στους αγωγούς.
- Εφοδιασμός των μεγάλου μήκους καταθλιπτικών αγωγών και σιφώνων με φουσητήρες αέρα. Οι φουσητήρες πρέπει να λειτουργούν συνεχώς, ακόμη και όταν δεν λειτουργούν οι αντλίες.
- Σχεδιασμός των φρεατίων φόρτισης των καταθλιπτικών αγωγών και σιφώνων σε τρόπο ώστε να μη υπάρχει πιθανότητα να λειτουργήσουν υπό πίεση οι αγωγοί που συμβάλλουν σε αυτά.

**β. Για αγωγούς ελεύθερης ροής**

- Τήρηση ικανοποιητικών περιθωρίων αερισμού και ελάχιστων ταχυτήτων κατά το σχεδιασμό των αγωγών.
- Σε δυσμενείς συνθήκες, αύξηση της διαμέτρου του αγωγού, πράγμα που έχει συνέπεια τη μείωση του λόγου βρεχόμενης περιμέτρου προς πλάτος ελεύθερης επιφάνειας ( $P/B$ ).
- Ελαχιστοποίηση των περιοχών υψηλής τύρβης στο δίκτυο, για τον περιορισμό της απελευθέρωσης υδροθείου στον αέρα.
- Εφοδιασμός των αγωγών με κατασκευές αερισμού (βλέπε προηγούμενη ενότητα).

Όταν η παραγωγή υδροθείου γίνεται αναπόφευκτη θα πρέπει να γίνεται κατάλληλη αντιδιαβρωτική προστασία των αγωγών από σκυρόδεμα, αμιαντοτσιμέντο ή μέταλλο, ιδιαίτερα των τοιχωμάτων της οροφής (βλ. ενότητα 7.4).

Τέλος η περιστολή μεγάλων συγκεντρώσεων υδροθείου που έχει παραχθεί μπορεί να γίνει (π.χ. στην είσοδο εγκαταστάσεων καθαρισμού) είτε με χλωρίωση, είτε με προσθήκη νιτρικών ή αλάτων σιδήρου, ή ψευδαργύρου. Στα ανάντη τμήματα αγωγών, όπου οι παροχές λυμάτων είναι μικρές, αποτελεσματική είναι και η αραιώση των λυμάτων με καθαρό νερό, μέσω φρεατίων πλύσης. Αυτή έχει αποτέλεσμα τη μείωση της συγκέντρωσης BOD και υδροθείου καθώς και την αύξηση της ταχύτητας. Τέλος η περιοδική έγχυση ασβέστη στους υπονόμους έχει ευεργετικά αποτελέσματα, επειδή καταστρέφει τα βακτηρίδια που παράγουν θειικό οξύ.

## 6.5 Ποσοτικοποίηση της πιθανότητας παραγωγής υδροθείου

Αντικειμενικά μέτρα της πιθανότητας παραγωγής υδροθείου στους αγωγούς ακαθάρτων ελεύθερης ροής δεν υπάρχουν. Έχουν όμως καθιερωθεί δύο εμπειρικοί δείκτες κατάστασης που περιγράφουν αν η πιθανότητα παραγωγής υδροθείου είναι σημαντική ή όχι. Ο πρώτος είναι η

ταχύτητα ροής και ο δεύτερος ο δείκτης  $Z$  του Pomeroy, που ορίζεται παρακάτω.

Κατά παρόμοιο τρόπο με την ταχύτητα αυτοκαθαρισμού μπορεί να οριστεί και η ταχύτητα αυτοαερισμού,  $V_{\min,a}$  ως εκείνη που εξασφαλίζει επαρκείς συνθήκες μεταφοράς οξυγόνου στη ροή και επομένως ελαχιστοποιεί την πιθανότητα παραγωγής υδροθείου. Η ποσοτική της έκφραση, όμως, είναι δυσκολότερη. Έχει παρατηρηθεί (WPCF & ASCE, 1976) ότι σε λύματα με υψηλή θερμοκρασία, της τάξης των 30°C, και μεγάλο οργανικό φορτίο, η ταχύτητα αυτοαερισμού είναι της τάξης του 1 m/s. Όμως σε μέσες θερμοκρασίες και ασθενέστερα οργανικά φορτία η ταχύτητα αυτοαερισμού είναι της τάξης των 0.3 m/s, δηλαδή χαμηλότερη από την ταχύτητα αυτοκαθαρισμού.

Οι Bielecki & Schremmer (1987) υιοθετούν τη ακόλουθη εμπειρική σχέση του Pomeroy για την εκτίμηση της ταχύτητας αυτοαερισμού:

$$V_{\min,a} = \frac{[\text{EBOD}]}{590} \text{ (m/s)} \quad (6.1)$$

όπου [EBOD] η συγκέντρωση του ενεργού οργανικού φορτίου στα λύματα σε mg/l, που συνδέεται με την αντίστοιχη συγκέντρωση του BOD<sub>5</sub> με τη σχέση

$$[\text{EBOD}] = [\text{BOD}_5] 1.07^{T-20} \quad (6.2)$$

στην οποία το [BOD<sub>5</sub>] εκφράζεται επίσης σε mg/l, ενώ  $T$  είναι η θερμοκρασία σε °C.

Ο δείκτης  $Z$  του Pomeroy ορίζεται από την ακόλουθη σχέση, γνωστή ως "τύπος  $Z'$ " (Bielecki & Schremmer, 1987)

$$Z = \frac{0.3[\text{EBOD}] P}{J^{1/2} Q^{1/3} B} \quad (6.3)$$

όπου [EBOD] το ενεργό οργανικό φορτίο (mg/l, σχέση 6.2),  $J$  η κλίση του αγωγού,  $Q$  η παροχή (m<sup>3</sup>/s),  $P$  η βρεχόμενη περίμετρος και  $B$  το πλάτος της ελεύθερης επιφάνειας του αγωγού (μονάδες ίδιες με αυτές του  $P$ ). Για τιμές του  $Z$  μικρότερες από 5000 η πιθανότητα παραγωγής υδροθείου είναι μικρή. Για  $Z$  στην περιοχή 5000-10000 αναμένεται σχηματι-

σμός μικρών ποσοτήτων υδροθείου (0.2-0.4 mg/l) χωρίς όμως σοβαρούς κινδύνους. Σοβαρά προβλήματα αναμένονται για  $Z$  μεγαλύτερο του 10000 και ιδιαίτερα στην περιοχή 15000-20000. Οι Bielecki & Schremmer (1987) θέτουν το ακόλουθο όριο στην τιμή του  $Z$ , προκειμένου να μην υπάρξουν προβλήματα στον αγωγό

$$\text{επιτρ } Z = 7500 \quad (6.4)$$

Βεβαίως δεν είναι πάντοτε δυνατή η τήρηση των επιτρεπόμενων τιμών της ταχύτητας και του  $Z$ , δηλαδή η τήρηση των ανισοτήτων

$$V \geq V_{\min,a} \quad (6.5)$$

$$Z \leq \text{επιτρ } Z \quad (6.6)$$

αλλά σε τέτοιες περιπτώσεις θα πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και προστασία των αγωγών, με εφαρμογή των μέτρων που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα.

Οι παραπάνω έλεγχοι δεν φτάνει να γίνονται μόνο για τις συνθήκες μέγιστης παροχής στους αγωγούς, αλλά και για τις συνθήκες ελάχιστης παροχής και για ενδιάμεσες (βλ. Εφαρμογή 6.6).

Σε αγωγούς υπό πίεση δεν έχουν νόημα οι παραπάνω έλεγχοι, αφού ούτως ή άλλως αναμένεται πάντοτε η παραγωγή υδροθείου.

## 6.6 Ποσοτική εκτίμηση παραγωγής υδροθείου και διάβρωσης

Αν οι έλεγχοι της προηγούμενης ενότητας αποβούν αρνητικοί, είναι χρήσιμο να γίνεται ποσοτική εκτίμηση της παραγωγής υδροθείου, προκειμένου να προσδιοριστεί η σοβαρότητα της κατάστασης και να επιλεγούν τα κατάλληλα μέτρα προστασίας. Σε δεύτερο στάδιο μπορεί να εκτιμηθεί ο ρυθμός διάβρωσης που αναμένεται. Το μέγεθος που ενδιαφέρει ιδιαίτερα είναι η συγκέντρωση των θειούχων,  $[S]$  (mg/l), που αναφέρεται συγκεντρωτικά και στις δύο μορφές του διαλυμένου υδροθείου στα λύματα ( $H_2S$  και  $HS^-$ ). Γενικώς πρόβλημα υπάρχει όταν η συγκέντρωση αυτή ξεπερνά το 1 mg/l.

Τα τελευταία χρόνια έχουν διατυπωθεί αρκετές εμπειρικές εξισώσεις για την εκτίμηση της ποσότητας υδροθείου που παράγεται σε αγωγούς ακαθάρτων (βλ. WPCF & ASCE, 1976, ATV, 1982b, Bielecki & Schremmer, 1987, Hvitved-Jacobsen κ.α., 1988). Από αυτές δίνονται παρακάτω οι πιο εύχρηστες και διαδεδομένες, που για λόγους ομοιομορφίας έχουν αναχθεί στις ίδιες μονάδες του SI.

Για αγωγούς υπό πίεση οι Αμερικανικές WPCF & ASCE (1976) συνιστούν την ακόλουθη σχέση

$$d[S]/dt = \kappa[\text{EBOD}](1 + \lambda D)/D \quad (6.7)$$

όπου  $d[S]$  είναι η αύξηση που προκαλείται στη συγκέντρωση θειούχων στο χρόνο  $dt$  (ο χρόνος εννοείται ως η διάρκεια διαδρομής των λυμάτων στο τμήμα που επικρατούν συνθήκες μη αερισμού),  $D$  η διάμετρος του αγωγού,  $[\text{EBOD}]$  το ενεργό οργανικό φορτίο (σχέση 6.2), και  $\kappa$  και  $\lambda$  εμπειρικές σταθερές με τιμές  $\kappa = 0.004 \text{ m/h}$  ( $= 0.0067 \text{ cm/min}$ ) και  $\lambda = 0.39 \text{ m}^{-1}$  ( $= 0.0039 \text{ cm}^{-1}$ ).

Οι Bielecki & Schremmer (1987) προτείνουν για το ίδιο μέγεθος την ακόλουθη απλούστερη σχέση, που γενικά δίνει μικρότερες τιμές του  $\Delta[S]$

$$d[S]/dt = \mu/D \quad (6.8)$$

όπου ο συντελεστής  $\mu$  έχει επικρατέστερη τιμή  $0.6 \text{ (mg/l)(m/h)}$  (ή  $1.0 \text{ (mg/l)(cm/min)}$ ) με ακραίες τιμές  $0.3$  και  $1.2 \text{ (mg/l)(m/h)}$ . (ή αντίστοιχα  $0.5$  και  $2.0 \text{ (mg/l)(cm/min)}$ ).

Για αγωγούς με ελεύθερη επιφάνεια ο ρυθμός παραγωγής υδροθείου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση του Pomeroy (Metcalf & Eddy, 1981)

$$d[S]/dt = M[\text{EBOD}]/R - m(JV)^{3/8}[S](B/A) \quad (6.9)$$

όπου  $d[S]/dt$  είναι ο ρυθμός αύξησης της συγκέντρωσης των θειούχων,  $[S]$  η συγκέντρωση θειούχων,  $[\text{EBOD}]$  το ενεργό οργανικό φορτίο (σχέση 6.2),  $R$  η υδραυλική ακτίνα,  $J$  η κλίση του πυθμένα του αγωγού,  $V$  η ταχύτητα ροής,  $B$  το πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια και  $A$  το εμβαδό

της υγρής διατομής, ενώ  $M$  και  $m$  είναι εμπειρικές σταθερές με τιμές  $M = 0.32 \cdot 10^{-3}$  m/h και  $m = 0.64$  (s/m)<sup>3/8</sup>/h.

Η παραπάνω σχέση δείχνει ότι ο ρυθμός παραγωγής θειούχων μειώνεται όσο εξελίσσεται το φαινόμενο, και υπάρχει μια οριακή συγκέντρωση  $\lim [S]$  για την οποία ο ρυθμός παραγωγής μηδενίζεται. Αυτή η οριακή συγκέντρωση θειούχων, μετά από μακρά διαδρομή στον αγωγό ακαθάρτων, προκύπτει άμεσα από την (6.9) και είναι

$$\lim[S] = \frac{M [EBOD] P}{m (JV)^{3/8} B} \quad (6.10)$$

Η λύση της διαφορικής εξίσωσης (6.9) δίνεται από την ακόλουθη σχέση, στην οποία το μέγεθος  $(\lim [S] - [S])$  μειώνεται εκθετικά με το χρόνο

$$\frac{\lim[S] - [S]}{\lim[S] - [S]_0} = \exp\left(-\frac{M [EBOD]}{R \lim[S]} t\right) \quad (6.11)$$

όπου  $[S]_0$  είναι η συγκέντρωση θειούχων στο χρόνο  $t = 0$ , που αντιστοιχεί στο χρόνο εισόδου των λυμάτων στον υπό έλεγχο αγωγό. Ο κρίσιμος χρόνος που απαιτείται για να φτάσει η συγκέντρωση θειούχων στην οριακή τιμή του 1 mg/l προκύπτει από την (6.11) και είναι

$$t_c = -\ln\left(\frac{\lim[S] - 1}{\lim[S] - [S]_0}\right) \frac{R \lim[S]}{M [EBOD]} \quad (6.12)$$

και το αντίστοιχο κρίσιμο μήκος είναι

$$L = V t_c \quad (6.13)$$

Μέσα σε αυτό το μήκος η συγκέντρωση θειούχων είναι μικρή και ο κίνδυνος διάβρωσης αμελητέος. Πρόβλημα δημιουργείται πέρα από αυτό το μήκος.

Τέλος, για δεδομένη συγκέντρωση  $[S]$  ο ρυθμός διάβρωσης αγωγού από σκυρόδεμα δίνεται από την ακόλουθη απλουστευμένη εμπειρική σχέση (Bielecki & Schremmer, 1987)

$$CR = \xi[S] \quad (6.14)$$

όπου CR ο ρυθμός διάβρωσης και  $\xi = 0.2$  (mm/έτος)/(mg/l). Για ακριβέστερες εξισώσεις στο αρκετά πολύπλοκο θέμα της διάβρωσης του σκυροδέματος, ο αναγνώστης παραπέμπεται στους Bielecki & Schremmer (1987) και Metcalf & Eddy (1981).

### Εφαρμογή 6.6

Να εξεταστεί η πιθανότητα παραγωγής υδροθειού στον κεντρικό συλλεκτήρα ακαθάρτων της κομμόπολης της Εφαρμογής 2.9. Δίνονται τα ακόλουθα πρόσθετα δεδομένα:

- Παραγωγή BOD<sub>5</sub>: 65 g/ημ/κατ
- Θερμοκρασία λυμάτων: 18 °C
- Αρχική συγκέντρωση θειούχων κατά την είσοδο στο συλλεκτήρα:  $[S]_0 = 0.2$  mg/l
- Κλίση συλλεκτήρα: 1.5 m/km
- Μήκος συλλεκτήρα 2 km
- Συντελεστής τραχύτητας Manning  $n_0 = 0.015$

### Λύση:

#### 1. Διαστασιολόγηση αγωγού

Προφανώς η διαστασιολόγηση θα γίνει με την παροχή σχεδιασμού που στην Εφαρμογή 2.9 υπολογίστηκε σε 48.1 l/s = 0.0481 m<sup>3</sup>/s. Το μέγιστο ποσοστό πλήρωσης δεν είναι γνωστό, αφού δεν είναι γνωστή η διάμετρος. Έστω  $(y/D)_{\max} = 0.5$ , οπότε  $\theta = 3.14$ ,  $n/n_0 = 1.251$ ,  $Q/Q_0 = 0.40$ . Άρα  $Q_0 = 0.0481/0.4 = 0.1202$  m<sup>3</sup>/s. Από την (4.24) προκύπτει  $D = (0.1202 * 4^{5/3} * 0.015 / 3.14 / 0.0015^{1/2})^{3/8} = 0.49$ . Θα επιλεγεί διάμετρος εμπορίου  $D = 50$  cm, με επιτρεπόμενο λόγο πλήρωσης 0.6. (Η αμέσως μικρότερη διάμετρος, 40 cm, με επιτρεπόμενο λόγο πλήρωσης 0.5 προφανώς δεν επαρκεί).

Για τη διάμετρο  $D = 50$  cm έχουμε:  $Q_0 = 0.127$  m<sup>3</sup>/s (Εξ. 4.24),  $Q/Q_0 = 0.380$ ,  $\theta = 3.085$  (Εξ. 4.29),  $y/D = 0.486 < 0.6$ ,  $V_0 = 0.645$  m/s (Εξ. 4.21),  $n/n_0 = 1.255$  (Εξ. 4.27),  $V/V_0 = 0.787$  (Εξ. 4.22),  $V = 0.51$  m/s  $< 3.0$  m/s,  $V_{10\%} = 0.54$   $V_0 = 0.35$  m/s  $> 0.3$  m/s. Κατά συνέπεια όλοι οι έλεγχοι είναι θετικοί.

### 2. Έλεγχος υδροθείου στις συνθήκες σχεδιασμού

Θεωρούμε ότι η συγκέντρωση  $BOD_5$  παραμένει σταθερή κατά τη διάρκεια της ημέρας και επομένως μπορεί να υπολογιστεί ως το πηλίκο της ημερήσιας μάζας  $BOD_5$  προς τον ημερήσιο όγκο λυμάτων. Η ημερήσια μάζα  $BOD_5$  είναι  $65 \text{ g/ημ/κατ} * 4600 \text{ κατ} = 299 \text{ kg}$ . Ο ημερήσιος όγκος ακαθάρτων, για μέγιστη ημερήσια παροχή ακαθάρτων  $15.0 \text{ l/s}$  και παροχή εισροών  $15.8 \text{ l/s}$  είναι  $(15.0+15.8) * 86400 / 1000 = 2661.1 \text{ m}^3$ . Κατά συνέπεια  $[BOD_5] = 299 * 10^6 / 2661.1 * 10^3 = 112.4 \text{ mg/l}$ . Το ενεργό  $BOD$  είναι  $[EBOD] = 112.4 * 1.07^{18-20} = 98.1 \text{ mg/l}$ .

Τα απαιτούμενα για τους ελέγχους γεωμετρικά στοιχεία, για παροχή  $48.1 \text{ l/s}$  προκύπτουν από τις εξισώσεις του Πίνακα 4.2 και είναι:  $A = (3.085 - \sin 3.085) * 0.5^2 / 8 = 0.0946 \text{ m}^2$ ,  $P = 3.085 * 0.5 / 2 = 0.77 \text{ m}$ ,  $B = 0.5 * \sin(3.085/2) = 0.50 \text{ m}$ ,  $R = 0.0946 / 0.77 = 0.123 \text{ m}$ . Η ταχύτητα, όπως υπολογίστηκε παραπάνω, είναι  $V = 0.51 \text{ m/s}$ .

Η ελάχιστη ταχύτητα για την αποφυγή προβλημάτων διάβρωσης είναι (Εξ. 6.1)  $V_{\min, \alpha} = 98.1 / 590 = 0.17 \text{ m/s}$ . Ισχύει  $V > V_{\min, \alpha}$ .

Ο δείκτης  $Z$  του Pomeroy είναι (Εξ. 6.3)  $Z = 0.3 * 98.1 / (0.0015^{1/2} * 0.0481^{1/3}) * (0.77/0.50) = 3226 < \text{επιτρ } Z = 7500$ .

Η οριακή συγκέντρωση θειούχων είναι (Εξ. 6.10)  $\lim[S] = (0.32 * 10^{-3} / 0.64) * 98.1 / (0.0015 * 0.51)^{3/8} * (0.77/0.50) = 1.12 \text{ mg/l}$ .

Η ικανοποίηση των ανισοτήτων (6.5) και (6.6), καθώς και η ελαφρά υπέρβαση της συγκέντρωσης θειούχων από την οριακή τιμή  $1 \text{ mg/l}$ , δείχνει ότι στις συνθήκες σχεδιασμού δεν υπάρχει πρόβλημα διάβρωσης. Για λόγους πληρότητας, όμως, υπολογίζουμε τον κρίσιμο χρόνο και το κρίσιμο μήκος (Εξ. 6.12, 6.13):  $t_c = -\ln[(1.12-1) / (1.12-0.2)] * 0.123 * 1.12 / (0.32 * 10^{-3} * 98.1) = 8.97 \text{ h}$ ,  $L_c = 0.51 * (8.97 * 3600) / 1000 = 16.4 \text{ km}$ . Κατά συνέπεια στο μήκος των  $2 \text{ km}$  δεν υπάρχει κίνδυνος διάβρωσης για τις εξεταζόμενες συνθήκες.

Όσοσο θα πρέπει να γίνουν έλεγχοι και για άλλες συνθήκες, δηλαδή για μικρότερες παροχές ακαθάρτων και εισροών.

### 3. Έλεγχος υδροθείου στις συνθήκες μικρότερων παροχών

Συστηματική εξέταση των συνθηκών φόρτισης του αγωγού και των αντιστοιχών συνθηκών παραγωγής υδροθείου δίνει ο Πίνακας 6.3. Εξετάζονται κατ' αρχήν δύο ομάδες συνθηκών φόρτισης που αντιστοιχούν στη αρχή και στο τέλος της περιόδου σχεδιασμού (0 και 40 χρόνια). Οι παρασιτικές εισροές θεωρήθηκε ότι περιλαμβάνουν μόνο υπόγεια νερά, και έτσι δεν χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής προσαύξησης 1.4 (βλ. εφαρμογή 2.9). Ακόμη, για την αναγωγή της μέγιστης παρασιτικής εισροής (Εξ. 2.12) σε μέση, θεωρήθηκε συντελεστής αιχμής 1.6 (ενότητα 2.8). Για την εκτίμηση των

ελάχιστων παροχών ακαθάρτων θεωρήθηκαν μειωτικοί συντελεστές ίσοι με τα αντίστροφα των  $\lambda_H$  και  $P$  (ενότητα 2.7).

Από τα αποτελέσματα του Πίνακα 6.3 προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Πρόβλημα αυξημένης παραγωγής υδροθείου εμφανίζεται στις συνθήκες ελάχιστης ημερήσιας κατανάλωσης και στην αρχή και στο τέλος της οικονομικής ζωής του αγωγού.
2. Επιπλέον στην αρχή της οικονομικής ζωής εμφανίζεται πρόβλημα ακόμα και στις συνθήκες μέσης ημερήσιας κατανάλωσης.
3. Γενικά το πρόβλημα είναι μεγαλύτερο όσο μικρότερη είναι η παροχή και αυτό λόγω των μειωμένων ταχυτήτων.
4. Σε κάθε περίπτωση τα προβλήματα εντοπίζονται στο δεύτερο μισό του μήκους του αγωγού.

Σε περίπτωση που ο αγωγός κατασκευαστεί από κοινό σκυρόδεμα χωρίς προστασία, ο ρυθμός διάβρωσης για μέσες συνθήκες φόρτισης στην αρχή της περιόδου λειτουργίας του αγωγού θα είναι (Εξ. 6.14)  $CR \approx 0.2 * 1.68 = 0.3 \text{ mm/έτος}$ .

**Πίνακας 6.3** Έλεγχος παραγωγής υδροθείου για διάφορες συνθήκες φόρτισης του αγωγού της εφαρμογής 6.6.

	40	40	40	40	40	40	0	0	0	0	0
	μέγι- στη	μέγι- στη	μέση	μέση	ελά- χιστη	ελά- χιστη	μέγι- στη	μέση	μέση	ελά- χιστη	ελά- χιστη
Έτος υπολογισμού											
Ημερήσια κατανάλωση	μέγι- στη	μέγι- στη	μέση	μέση	ελά- χιστη	ελά- χιστη	μέγι- στη	μέση	μέση	ελά- χιστη	ελά- χιστη
Ωριαία κατανάλωση	μέγι- στη	μέγι- στη	μέση	ελά- χιστη	μέση	ελά- χιστη	μέγι- στη	μέση	μέση	ελά- χιστη	ελά- χιστη
Παρασιτική εισροή	μέγι- στη	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση	μέση
Πληθυσμός (κατ)	4600	4600	4600	4600	4600	4600	2500	2500	2500	2500	2500
Έκταση (ha)	83	83	83	83	83	83	46	46	46	46	46
Παροχή ακαθάρτων (l/s)	32.2	32.2	10.0	4.4	6.7	2.7	14.0	5.4	2.1	3.6	1.3
Παροχή παρασιτ. εισροών (l/s)	15.8	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6
Ολική παροχή (l/s)	48.0	39.2	17.1	11.4	13.7	9.8	18.5	10.0	6.7	8.2	5.8
Ημερήσιος όγκος λυμάτων (m <sup>3</sup> )	2661.1	1905.4	1474.2	1474.2	1186.0	1186.0	863.8	863.8	863.8	707.2	707.2
Ημερήσια μάζα BOD <sub>5</sub> (kg)	299.0	299.0	299.0	299.0	299.0	299.0	162.5	162.5	162.5	162.5	162.5
Συγκέντρωση [BOD <sub>c</sub> ] (mg/l)	112.4	156.9	202.8	202.8	252.1	252.1	188.1	188.1	188.1	229.8	229.8
Συγκέντρωση [EBOĐ] (mg/l)	98.1	137.1	177.1	177.1	220.2	220.2	164.3	164.3	164.3	200.7	200.7
Λόγος παροχών Q/Q <sub>0</sub>	0.38	0.31	0.13	0.09	0.11	0.08	0.15	0.08	0.05	0.06	0.05
Λόγος πλήρωσης y/D	0.49	0.43	0.28	0.23	0.25	0.21	0.29	0.21	0.17	0.19	0.16
Ταχύτητα V (m/s)	0.51	0.48	0.38	0.34	0.36	0.32	0.39	0.33	0.29	0.31	0.28
Ελάχιστη ταχύτητα V <sub>min,α</sub> (m/s)	0.17	0.23	0.30	0.30	0.37*	0.37*	0.28	0.28	0.28	0.34*	0.34*
Δείκτης Pomeroy Z	3226	4538	6623	7233	8622*	9337*	6042	6926	7675*	8892*	9711*
Ορ. συγκ. θειούχων lim[S] (mg/l)	1.12*	1.50*	1.82*	1.81*	2.25*	2.25*	1.69*	1.68*	1.70*	2.06*	2.08*
Κρίσιμος χρόνος t <sub>c</sub> (h)	8.97	3.71	1.77	1.49	1.16	1.00	2.08	1.59	1.31	1.05	0.90
Κρίσιμο μήκος L <sub>c</sub> (km)	16.40	6.40	2.41	1.81*	1.49*	1.16*	2.89	1.86*	1.38*	1.17*	0.91*

\*: Κατάσταση έξω από τα επιτρεπτά όρια



---

---

## Κεφάλαιο 7 Τεχνολογία αγωγών αποχέτευσης

---

---

### 7.1 Γενικά

Οι αγωγοί αποχέτευσης είναι γενικά υπόγειοι αγωγοί που κατασκευάζονται κατά κανόνα σε σκάμμα και σε πιο σπάνιες περιπτώσεις, σε σήραγγα. Η συμβατική μέθοδος κατασκευής περιλαμβάνει εκσκαφή, εγκατάσταση των σωληνώσεων, επίχωση και ανακατασκευή των οδοστρωμάτων, πεζοδρομίων κλπ. Κάποιες νέες τεχνολογίες για την κατασκευή έχουν εμφανιστεί τα τελευταία χρόνια, που, αποφεύγοντας την εκσκαφή, ελαχιστοποιούν την όχληση από την κατασκευή των αγωγών. Οι τεχνολογίες αυτές στηρίζονται στην σταδιακή προώθηση προκατασκευασμένων τμημάτων του αγωγού από μια θέση προς μια άλλη (pipe jacking), χωρίς εκσκαφή των χωμάτων που υπέρκεινται. Αν και σε πολλές χώρες η τεχνολογία εξελίσσεται γρήγορα προς αυτή την κατεύθυνση, η εφαρμογή τέτοιων μεθόδων δεν έχει γενικευτεί και περιορίζεται σε μικρά μήκη και κυρίως για διάβαση αγωγών κάτω από ποταμούς με συνεχή ροή, διασταύρωση με σιδηροδρομικές γραμμές ή με σημαντικές αρτηρίες μιας πόλης, όπου η όχληση από την εκσκαφή θα μπορούσε να έχει σοβαρές συνέπειες στη ζωή της πόλης. Το κόστος τέτοιων μεθόδων είναι μεγάλο, κυρίως ως προς την απόκτηση του ειδικού τεχνολογικού εξοπλισμού, και η εφαρμογή τους απαιτεί σημαντική τεχνολογική πείρα (Washbourne, 1984, Downey, 1984).

Για τις συνήθεις διατομές και συνθήκες κατασκευής, οι αγωγοί αποχέτευσης κατασκευάζονται με προκατασκευασμένους σωλήνες,

κατά κανόνα κυκλικής διατομής. Τα υλικά των αγωγών αυτών ποικίλλουν και αναλύονται στην επόμενη ενότητα. Κρίσιμη παράμετρος για την επιλογή του υλικού είναι η χημική σύσταση των υγρών που μεταφέρουν. Τα τοιχώματα των αγωγών θα πρέπει να είναι χημικώς απρόσβλητα. Έτσι θα πρέπει να γίνει μια κατ' αρχήν διάκριση των αγωγών ομβρίων και των αγωγών ακαθάρτων. Οι πρώτοι κατά κανόνα δεν κινδυνεύουν από χημική διάβρωση και το σκυρόδεμα οπλισμένο ή άοπλο, είναι το πιο σύνηθες υλικό κατασκευής τους.

Για σημαντικά μεγάλες διατομές οι αγωγοί κατασκευάζονται χυτοί επί τόπου από άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση των αγωγών ακαθάρτων λαμβάνεται ειδική μέριμνα για την προστασία τους από τη χημική διάβρωση.

## 7.2 Προκατασκευασμένοι σωλήνες

### 7.2.1 Υλικά και κριτήρια επιλογής τους

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή υλικού σωλήνων για τους αγωγούς αποχέτευσης, ιδιαίτερα των ακαθάρτων, είναι (WPCF & ASCE, 1976):

1. Διάρκεια ζωής και εμπειρία από τη χρήση του συγκεκριμένου υλικού.
2. Αντοχή σε μηχανική διάβρωση.
3. Αντοχή σε χημική διάβρωση (από οξέα, βάσεις, αέρια κλπ).
4. Φυσική αντοχή.
5. Κόστος υλικών και τοποθέτησης.
6. Ευκολία χειρισμού και τοποθέτησης.
7. Τύπος και συχνότητα αρμών, στεγανότητα και ευκολία επίτευξης της.
8. Διαθεσιμότητα των διατομών που απαιτούνται.
9. Διαθεσιμότητα και ευκολία τοποθέτησης ειδικών τεμαχίων.

#### 10. Υδραυλικά χαρακτηριστικά (τραχύτητα).

Επειδή κανένα από τα διαθέσιμα υλικά δεν παρουσιάζει άριστη συμπεριφορά ως προς όλους τους παραπάνω παράγοντες, η επιλογή του υλικού γίνεται κάθε φορά αφού σταθμιστούν και ιεραρχηθούν οι σημαντικότεροι παράγοντες για το συγκεκριμένο έργο που μελετάται.

Τα τελευταία χρόνια έχουν εμφανιστεί πολλά νέα υλικά, με τεχνολογίες που διαρκώς εξελίσσονται και έτσι υπάρχει σημαντική ποικιλία προκατασκευασμένων σωλήνων. Παρακάτω αναλύονται ορισμένα από τα υλικά αυτά, που κατά κανόνα χρησιμοποιούνται στη χώρα μας.

### 7.2.2 Αργιλοπυριτικός σωλήνες

Τα κεραμικά υλικά είναι γνωστά από την αρχαιότητα (βλ. ενότητα 1.2) και οι πηλοσωλήνες είναι το πιο παλιό από τα υλικά κατασκευής αγωγών αποχέτευσης.

Ο πηλός, βάση παραγωγής των αργιλοπυριτικών σωλήνων, είναι προϊόν αποσύνθεσης φυσικών λίθων με κύρια συστατικά το οξείδιο του αργιλίου ( $Al_2O_3$ ) και το οξείδιο του πυριτίου ( $SiO_2$ ). Η διαδικασία παρασκευής των σωλήνων περιλαμβάνει μόρφωση σε πρέσες, πρώτο ψήσιμο σε κλιβάνους ( $85\text{ }^\circ C$ ) λουτρό εφυσάλωσης και ψήσιμο σε φούρνους ( $1250\text{ }^\circ C$ ).

Οι αργιλοπυριτικοί σωλήνες παράγονται σε μήκη της τάξης του 10 m και σε διαμέτρους (ονομαστικές = εσωτερικές) από 20 μέχρι 40 cm. Κατά την τοποθέτηση οι αρμοί στεγανοποιούνται με κατραμόσχοινο και άσφαλτο. Οι σωλήνες τελικά εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα.

Τα πλεονεκτήματά τους είναι η εξαιρετική τους αντοχή σε χημική διάβρωση από οξέα ή βάσεις αλλά και από διαβρωτικά εδάφη, καθώς και σε μηχανική διάβρωση. Επίσης η διαπιστωμένη μακροχρόνια φυσική αντοχή τους.

Τα μειονεκτήματά τους είναι κυρίως το υψηλό τους κόστος και το εύθραυστο κατά τη μεταφορά και τοποθέτησή τους. Επίσης το μεγάλο πλήθος αρμών (ένας ανά m) που σε συνδυασμό με τη μικρή στεγανότητα των συνδέσεων οδηγεί σε αυξημένη ποσότητα διηθήσεων. Εξαιτίας αυτών των μειονεκτημάτων, οι αργιλοπυριτικοί σωλήνες

την τελευταία δεκαετία τείνουν να εγκαταλειφτούν σε όφελος άλλων υλικών.

### 7.2.3 Σωλήνες από σκυρόδεμα

Προκατασκευασμένοι σωλήνες από σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται σε αγωγούς αποχέτευσης εδώ και πάνω από 100 χρόνια. Είναι το σχεδόν αποκλειστικό υλικό κατασκευής αγωγών ομβρίων, ενώ τα τελευταία χρόνια η βελτίωση των μεθόδων παραγωγής τσιμέντου και σκυροδέματος και η εμφάνιση νέων υλικών κατάλληλων για επένδυση των σωλήνων είχαν αποτέλεσμα τη διάδοσή τους και στους αγωγούς ακαθάρτων, όπου οι συνθήκες είναι δυσμενέστερες. Στη χώρα μας η βιομηχανική παραγωγή βάσει προδιαγραφών (ΥΠΑΕ, 1974, ΥΠΑΕ, 1984) τυποποιημένων σωλήνων από άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα, κατάλληλων και για δίκτυα ακαθάρτων έχει αρχίσει την τελευταία δεκαετία.

Οι σωλήνες προσφέρονται σε τυποποιημένα μήκη 1.0 m ή 2.0 m και σε διαμέτρους (ονομαστικές = εσωτερικές) από 40 cm μέχρι 120 cm. Είναι άοπλοι για τις μικρότερες διαμέτρους και οπλισμένοι για τις μεγαλύτερες και κατασκευάζονται από διάφορες ποιότητες σκυροδέματος. Προσφέρονται επίσης και ειδικά τεμάχια T ή Y και προκατασκευασμένα κυκλικά φρεάτια. Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι κατασκευής των σωλήνων, όπως η φυγοκέντρωση, η έγχυση σε οριζόντιους ή κατακόρυφους ξυλοτύπους που συνδυάζεται με δόνηση κλπ. Προκειμένου για οπλισμένους σωλήνες ο οπλισμός μπορεί να είναι είτε σπειροειδής είτε να αποτελείται από διαδοχικά στεφάνια.

Σε σημαντικά έργα η κατασκευή των σωλήνων από σκυρόδεμα, άοπλων, οπλισμένων ή και προεντεταμένων, μπορεί να γίνεται στον τόπο του έργου, σε ειδική μονάδα προκατασκευής.

Οι συνδέσεις γίνονται με κώδωνα και η στεγανότητα εξασφαλίζεται με παρεμβολή ελαστικού δακτυλίου.

Παλιότερα η τοποθέτηση των άοπλων σωλήνων από σκυρόδεμα ακολουθούσαν από τον εγκιβωτισμό τους με χυτό επί τόπου σκυρόδεμα, για εξασφάλιση μεγαλύτερης αντοχής. Η μέθοδος αυτή είχε το μειονέκτημα της δημιουργίας ενός άκαμπτου αγωγού, που δεν μπορούσε να αναλάβει παραμορφώσεις σε περιπτώσεις διαφορικών καθιζήσεων, με επακόλουθο τη δημιουργία ρωγμών. Σήμερα με την κατασκευή

σωλήνων μεγαλύτερης αντοχής και την εισαγωγή των ελαστικών δακτυλίων στεγάνωσης, οι σωλήνες εδράζονται άμεσα σε υπόστρωμα άμμου με αποτέλεσμα τη δημιουργία εύκαμπτων σωληνώσεων, με δυνατότητα σχετικών αποκλίσεων από την ευθυγραμμία και ανάλψης παραμορφώσεων.

Οι απαιτήσεις των αγωγών ακαθάρτων για εξασφάλιση αντοχής σε χημική διάβρωση εξασφαλίζονται κατά κανόνα με τη χρήση τσιμέντου ανθεκτικού σε θειικά (*sulfate resistant - SR*) χωρίς άλλη προστασία. Σε αγωγούς ομβρίων μπορεί να χρησιμοποιείται κοινό τσιμέντο portland. Για τη μεταφορά έντονα διαβρωτικών υγρών ή για τους αγωγούς που τοποθετούνται σε έντονα διαβρωτικά εδάφη, χρησιμοποιούνται αγωγοί επενδυμένοι εσωτερικά ή/και εξωτερικά. Το θέμα αυτό αναλύεται περισσότερο στην ενότητα 7.4.

Τα πλεονεκτήματα των αγωγών από σκυρόδεμα είναι η ευκολία κατασκευής τους, η οικονομία στη προμήθεια υλικού, αλλά και στο συνολικό κόστος, ιδίως στις μεγάλες διαμέτρους, η δυνατότητα επιτευξης οποιασδήποτε επιθυμητής αντοχής και η μεγάλη ποικιλία διαμέτρων.

Στα μειονεκτήματά τους συγκαταλέγονται το μεγάλο βάρος των σωλήνων, το μεγάλο πλήθος αρμών και το περιορισμένο εύρος χημικών χαρακτηριστικών λυμάτων, στα οποία μπορούν να αντισταθούν χωρίς προστατευτική επένδυση.

#### 7.2.4 Σωλήνες από αμιαντοτσιμέντο

Το αμιαντοτσιμέντο, παράγεται με ανάμιξη τσιμέντου και ινών αμιάντου, οι οποίες προσδίνουν εφελκυστική αντοχή στο υλικό. Έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στην παραγωγή σωλήνων για κάθε χρήση και ειδικότερα οι σωλήνες για υπονόμους χρησιμοποιούνται διεθνώς από πενήντα και πλέον χρόνια.

Οι σωλήνες που προορίζονται για αγωγούς ακαθάρτων, όπως και οι αντίστοιχοι σωλήνες από σκυρόδεμα κατασκευάζονται με χρήση τσιμέντου ανθεκτικού σε θειικά (SR) ή προστατεύονται με κατάλληλη επάλειψη αντιδιαβρωτικού υλικού.

Στην Ελλάδα οι σωλήνες αμιαντοτσιμέντου κατασκευάζονται με βάση προδιαγραφές (ΕΛΟΤ 179, 1979) και διατίθενται σε τυποποιημένα μήκη των 5.0 m και σε διαμέτρους (ονομαστικές = εσωτερικές) από

20 μέχρι 100 cm. Προσφέρονται επίσης και ειδικά τεμάχια T, Y ή καμπύλες, καθώς και προκατασκευασμένα κυκλικά φρεάτια. Στεγανοποιούνται με ειδικούς εξωτερικούς συνδέσμους (τύπου ΡΕΚΑ) με παρεμβολή ελαστικών δακτυλίων. Η τοποθέτησή τους γίνεται σε υπόστρωμα άμμου και στη συνέχεια εγκιβωτίζονται με άμμο (βλ. Ελληνίτ, 1985).

Τα πλεονεκτήματά τους είναι το μικρό βάρος με συνέπεια τον εύκολο χειρισμό και τοποθέτησή τους, η στεγανότητα των συνδέσεων, το μικρό πλήθος αρμών, η διαθεσιμότητα μεγάλου εύρους διαμέτρων και κλάσεων αντοχής, καθώς και η οικονομικότητά τους, ιδιαίτερα στις μικρές διαμέτρους.

Μειονέκτημα των σωλήνων από αμιαντοτσιμέντο, όπως και αυτών από σκυρόδεμα, είναι η χημική διαβρωσιμότητα του υλικού.

Η χρήση των ινών αμιάντου στους σωλήνες, που, όπως έχει διαπιστωθεί, είναι επικίνδυνες για την υγεία, αναμφίβολα πρέπει να συνυπολογιστεί στα μειονεκτήματα των σωλήνων αμιαντοτσιμέντου. Βεβαίως δεν υπάρχει κανένα επιβαρυντικό για τη δημόσια υγεία δεδομένο σε ότι αφορά τη χρήση αυτών καθεαυτών των σωλήνων για αποχέτευση λυμάτων, αλλά είναι πολύ πιθανό ότι το προσωπικό που απασχολείται σε όλα τα στάδια από την παραγωγή του αμιάντου μέχρι την εγκατάσταση των σωλήνων διατρέχει κινδύνους, εφόσον δεν λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα.

### 7.2.5 Πλαστικοί σωλήνες

Τα τελευταία χρόνια η εξέλιξη της πετροχημικής βιομηχανίας έδωσε νέα οργανικά υλικά κατασκευής σωλήνων, ενώ και στο μέλλον αναμένεται να υπάρξουν και άλλες τεχνολογικές εξελίξεις στον τομέα αυτό.

Στη χώρα μας κατασκευάζονται πλαστικοί σωλήνες από το 1970 βάσει προδιαγραφών (ΥΠΔΕ, 1976, ΕΛΟΤ 476, 1981). Για δίκτυα ακαθάρτων χρησιμοποιούνται κυρίως σωλήνες από σκληρό πολυβινυλοχλωρίδιο (uPVC), σε διάφορες κλάσεις αντοχής (σειρές 41, 51, 81), και σε διαμέτρους 20 έως 63 cm. Οι ονομαστικές διαμέτροι είναι στην περίπτωση των σωλήνων από PVC οι εξωτερικές. Οι εσωτερικές διαμέτροι για τις διάφορες σειρές δίνονται στον Πίνακα 7.1.

Οι σωλήνες προσφέρονται σε μήκη μέχρι 6.0 m. Οι μικρής διαμέτρου (μέχρι 400 mm) έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως από την τοπική αυτοδιοίκηση.

Οι σωλήνες συνδέονται με μούφα διαμορφωμένη στο ένα άκρο κάθε σωλήνα και στεγανοποιούνται με παρεμβολή ελαστικού δακτυλίου (βλ. Πετζετάκης, 1980). Εγκιβωτίζονται με άμμο (σειρές 41 και 51) ή σκυρόδεμα (σειρά 81).

**Πίνακας 7.1** Εσωτερικές διαμέτρους σωλήνων από PVC σε mm

Ονομαστική (εξωτερική) διάμετρος	Εσωτερική διάμετρος		
	Σειρά 41	Σειρά 51	Σειρά 81
200	190.2	192.2	
250	237.8	240.0	243.8
315	299.6	302.6	307.2
355		341.0	346.2
400	380.4	384.2	390.0
500	475.6	480.4	487.6
630	599.2	605.2	620.0

Πρόσφατα άρχισε στην Ελλάδα η κατασκευή σωλήνων μεγαλύτερων διαμέτρων μέχρι 120 cm.

Τα πλεονεκτήματα των πλαστικών σωλήνων είναι το πολύ μικρό τους βάρος (πυκνότητα σκληρού PVC 1400 kg/m<sup>3</sup>, μικρό πάχος τοιχωμάτων), το μικρό πλήθος και η ικανοποιητική στεγανότητα των αρμών και η πολύ καλή αντοχή τους σε χημική διάβρωση.

Στα μειονεκτήματά τους περιλαμβάνονται τα λεπτά τους τοιχώματα και η ευαισθησία του υλικού τους σε μηχανική καταπόνηση και στην ηλιακή ακτινοβολία (υπεριώδεις ακτίνες), με αποτέλεσμα την παραμορφωσιμότητα των αγωγών και τη δημιουργία κινδύνων για τη στεγανότητα των αρμών τους. Επίσης μειονέκτημα είναι και η περιορισμένη εμπειρία ως προς τη μακροχρόνια συμπεριφορά των αγωγών.

### 7.2.6 Σωλήνες από άλλα υλικά - Ειδικές σωληνώσεις

Στη χώρα μας σπανίως χρησιμοποιούνται άλλα υλικά, εκτός από αυτά που περιγράφηκαν στις προηγούμενες ενότητες, για τυπικές σωληνώ-

σεις αποχετεύσεων (δηλαδή για συνήθεις αγωγούς με ελεύθερη επιφάνεια τοποθετημένους σε σκάμμα).

Σε ειδικές όμως σωληνώσεις, όπως σε σωλήνες υπό πίεση, (σίφωνες ή καταθλιπτικούς αγωγούς), εμφανείς σωλήνες (τοποθετημένους έξω από το έδαφος), βυθισμένους αγωγούς διάθεσης (υποθαλάσσιους) και σε σωληνώσεις των εγκαταστάσεων καθαρισμού, οι προκατασκευασμένοι σωλήνες που περιγράφηκαν στα προηγούμενα εδάφια δεν είναι γενικώς κατάλληλοι. Σε τέτοιες κατασκευές θα πρέπει η επιλογή του υλικού να είναι πολύ προσεκτική και να βασίζεται στη μελέτη των χαρακτηριστικών παραγόντων του συγκεκριμένου ειδικού έργου. Σημειώνεται ότι υπάρχουν αγωγοί από πλαστικά υλικά και αμιαντοτσιμέντο κατάλληλοι για ροή υπό πίεση, σε ποικιλία αντοχής. Ωστόσο, οι συνήθεις σωλήνες για αγωγούς υπό πίεση από αμιαντοτσιμέντο δεν προορίζονται για μεταφορά καθαρού νερού και δεν είναι άμεσα κατάλληλοι για λύματα. Κατά συνέπεια θα πρέπει να προστατεύονται κατάλληλα. Επίσης η επιλογή αγωγών από σκυρόδεμα κατάλληλης αντοχής μπορεί να είναι μια καλή λύση, και πάλι όμως οι αγωγοί πρέπει να προστατεύονται κατάλληλα, αν πρόκειται να μεταφέρουν λύματα.

Σε ειδικές περιπτώσεις η επιλογή σωλήνων από χυτοσίδηρο και ιδίως από χάλυβα είναι συχνά η αποτελεσματικότερη λύση. Τέτοιες περιπτώσεις αναφέρονται γενικά σε ασυνήθιστες απαιτήσεις φόρτισης και στεγανότητας και ειδικότερα σε αυτές περιλαμβάνονται οι καταθλιπτικοί αγωγοί λυμάτων, οι αγωγοί διάβασης κάτω από ποταμούς και ιδίως οι εμφανείς σωληνώσεις όπως για παράδειγμα σωληνώσεις αναρτημένες κάτω από γέφυρες. Το ειδικό πλεονέκτημα του χάλυβα έναντι των άλλων αγωγών στην περίπτωση των εμφανών σωληνώσεων είναι ότι δεν παθαίνει εύκολα φθορές από τυχαίες προσκρούσεις (σε αντίθεση με τους σωλήνες από αμιαντοτσιμέντο ή πλαστικά υλικά) και δεν υπόκειται σε αλλοιώσεις από την επίδραση της ηλιακής ακτινοβολίας και των καιρικών μεταβολών (σε αντίθεση με τους πλαστικούς σωλήνες).

Οι χαλύβδινοι σωλήνες διατίθεται σε ποικιλία μεγέθους, πάχους τοιχωμάτων, αντοχής και μήκους. Στη χώρα μας ο συνήθης τύπος είναι ο σωλήνας ελικοειδούς ραφής που κατασκευάζεται εύκολα για οποιο-

δήποτε συνδυασμό γεωμετρικών και τεχνικών χαρακτηριστικών. Η ένωση των σωλήνων γίνεται κυρίως με συγκόλληση.

Το κυριότερο πρόβλημα των χαλύβδινων σωλήνων είναι η χημική διαβρωσιμότητά τους εσωτερικά από τα λύματα και εξωτερικά από το έδαφος. Για το λόγο αυτό απαιτούν κατάλληλη εσωτερική προστασία από αντιδιαβρωτικό υλικό και, όταν θάβονται σε διαβρωτικό έδαφος, κατάλληλη καθοδική προστασία. Μειονέκτημά τους επίσης είναι και το υψηλό τους κόστος, εξαιτίας του οποίου οι χαλύβδινι σωλήνες δεν χρησιμοποιούνται σε συνθήκες σωληνώσεις αποχετεύσεων.

### 7.3 Αγωγοί χυτοί επί τόπου

Για σημαντικά μεγάλες παροχές και εφόσον οι προκατασκευασμένες διατομές που διατίθενται στο εμπόριο δεν επαρκούν για τη διοχέτευσή τους, επιλέγεται η λύση των χυτών επί τόπου αγωγών. Η κατασκευή χυτών επί τόπου αγωγών είναι συχνότερη στους αγωγούς ομβρίων, που οι παροχές είναι αρκετά μεγάλες, και σπάνια στους αγωγούς ακαθάρτων.

Οι αγωγοί κατασκευάζονται από σκυρόδεμα, άοπλο για τις πιο μικρές διατομές (μικρότερες από 1.0 m) και οπλισμένο για τις πιο μεγάλες. Η συγκεκριμένη επιλογή είναι θέμα στατικού υπολογισμού σε συνδυασμό με ανάλυση κόστους.

Οι άοπλοι αγωγοί κατασκευάζονται για προφανείς στατικούς λόγους με σχήμα κυκλικό ή που προσεγγίζει το κυκλικό. Η σκυροδέτησή τους γίνεται σε ένα στάδιο (χωρίς αρμούς διακοπής). Συνήθως εφαρμόζονται ολισθαίνοντες ξυλότυποι. Μετά την απομάκρυνση του ξυλότυπου σφραγίζονται κατάλληλα όλες οι οπές που τυχόν υπάρχουν στο σκυρόδεμα.

Οι οπλισμένοι αγωγοί μπορούν να κατασκευαστούν με οποιοδήποτε σχήμα. Από άποψη ευκολίας κατασκευής υπερέχουν πρωτίστως οι ορθογωνικές διατομές και δευτερευόντως οι αγωγοί με πεπλατυσμένο πυθμένα και με οροφή σχετικά μικρής καμπυλότητας. Η υπεροχή αυτών των διατομών προκύπτει από το γεγονός ότι δεν χρειάζεται εξωτερικός ξυλότυπος για τη σκυροδέτησή τους. Από υδραυλική άποψη υπερέχουν οι διατομές που ο πυθμένας τους πλησιάζει το σχήμα V,

π.χ. οι ωοειδείς (βλέπε και ενότητα 4.7). Πιο συχνή πάντως είναι η εφαρμογή κυκλικών διατομών.

Στην περίπτωση των οπλισμένων αγωγών η κατασκευή της διατομής γίνεται σε δύο στάδια, πρώτα ο πυθμένας και μετά η οροφή. Στις πιο μεγάλες διατομές εφαρμόζονται τρία στάδια: πυθμένας, τοιχώματα, οροφή. Ειδική μέριμνα λαμβάνεται κατά τη σκυροδέτηση του πυθμένα ώστε να προκύπτει λεία εσωτερική επιφάνεια, με χαμηλό συντελεστή τριβών. Επίσης οι εσωτερικοί ξυλότυποι των τοιχωμάτων και της οροφής πρέπει να είναι λείοι και καθαροί, ώστε να προκύπτει λεία επιφάνεια σκυροδέματος.

Τονίζεται ότι στους αγωγούς αποχέτευσης απαιτείται μεγάλη προσοχή και αυστηρότητα ως προς την ποιότητα του σκυροδέματος, δεδομένου ότι η διατομή του αγωγού αναλαμβάνει το πλήρες φορτίο της λίγες μόνο μέρες μετά τη σκυροδέτησή της (η επίχωση ακολουθεί τη σκυροδέτηση με διαφορά ολίγων ημερών), σε αντίθεση με τα κτιριακά έργα όπου μεταξύ της σκυροδέτησης και της πλήρους φόρτισης μεσολαβεί ένα μεγάλο χρονικό διάστημα ικανό για τη σκλήρυνση του σκυροδέματος.

Εφόσον οι χυτοί επί τόπου αγωγοί χρησιμοποιούνται για μεταφορά ακαθάρτων θα πρέπει να προβλέπεται κατάλληλη αντιδιαβρωτική προστασία τους (βλέπε ενότητα 7.4).

## **7.4 Διάβρωση και αντιδιαβρωτική προστασία αγωγών λυμάτων**

### **7.4.1 Γενικά**

Διάφορες χημικές ουσίες προκαλούν διάβρωση στα τοιχώματα αγωγών, μεταλλικών, πλαστικών, από σκυρόδεμα ή αμιαντοτσιμέντο. Η διάβρωση μπορεί να προκληθεί είτε στην εξωτερική επιφάνεια από ουσίες του εδάφους και του εδαφικού νερού, είτε στην εσωτερική, από ουσίες που μεταφέρονται.

Οι ουσίες που προσβάλλουν τα διάφορα υλικά των σωληνώσεων και οι αντίστοιχοι βαθμοί προσβολής (ποιοτικός χαρακτηρισμός) φαί-

νονται στον Πίνακα 7.2, που καταρτίστηκε με βάση στοιχεία των Smith (1989) και Πετζετάκη (1986).

Η εξωτερική διάβρωση αφορά κυρίως στους μεταλλικούς αγωγούς. Συνήθως η φύση της είναι ηλεκτροχημική, δηλαδή συνδέεται με τη μεταφορά ηλεκτρονίων ή ιόντων, η οποία προκαλείται από φαινόμενα γαλβανισμού ή ηλεκτρόλυσης. Συνέπεια των φαινομένων αυτών είναι η δημιουργία γαλβανικών ή ηλεκτρολυτικών κυττάρων, με ξεχωριστή άνοδο και κάθοδο. Το τμήμα του αγωγού που αποτελεί την άνοδο οξειδώνεται, επειδή δημιουργούνται σε αυτό θετικά φορτισμένα ιόντα μετάλλου, που εγκαταλείπουν το τοίχωμα του αγωγού και εισέρχονται στο ηλεκτρολυτικό περιβάλλον.

Στους μη μεταλλικούς σωλήνες η εξωτερική διάβρωση είναι σπάνια. Εξαιρεση αποτελούν οι σωλήνες από σκυρόδεμα ή αμιαντοτσιμέντο, οι οποίοι προσβάλλονται εξωτερικά αν το περιβάλλον περιέχει διαλυτά θειικά άλατα ή χλωριούχα άλατα (πχ. θαλασσινό ή υφάλμυρο νερό) ή είναι όξινο. Σε τέτοιες περιπτώσεις κινδυνεύει επίσης να προσβληθεί και ο οπλισμός, αν οι σωλήνες είναι οπλισμένοι ή προεντεταμένοι. Οι πλαστικοί σωλήνες δεν κινδυνεύουν από εξωτερική διάβρωση, εκτός αν το έδαφος έχει ρυπανθεί από χημικές ουσίες που προσβάλλουν τα πλαστικά υλικά (βλ. Πίνακα 7.2).

Η εσωτερική διάβρωση στους αγωγούς ακαθάρτων συνδέεται κυρίως με την παραγωγή υδροθείου, που μετατρέπεται σε θειικό οξύ, όπως αναλυτικότερα αναφέρεται στην ενότητα 6.4. Υπενθυμίζεται ότι η παρουσία υδροθείου μπορεί να ελαχιστοποιηθεί με ένα καλό σχεδιασμό του αποχετευτικού δικτύου (ταχύτητες, ποσοστά πλήρωσης, αερισμός).

Όταν η διάβρωση δεν μπορεί να αποφευχθεί στη φάση του σχεδιασμού ή με τον έλεγχο των λυμάτων που εισέρχονται στους υπονόμους, επιλέγονται αγωγοί από υλικά ανθεκτικά στη διάβρωση ή οι αγωγοί προστατεύονται κατάλληλα.

**Πίνακας 7.2** Βαθμοί προσβολής διάφορων χημικών ουσιών στα τοιχώματα αγωγών και εξαρτημάτων.

Υλικό αγωγού → Χημικές ουσίες ↓	Σκυρό- δεμα	PVC	Πολυαι- θυλένιο	Χάλυ- βας	Χυτοσί- δηρος	Χαλ- κός	Μόλυ- βδος
<b>Ανόργανα οξέα</b>							
βορικό				+++++			
θειικό	+++++			++++	+++++		
θειώδες	+++++						
νιτρικό	+++++	+++++	+++++	++++	++++	+++++	+++++
υδροφθορικό	+++++			++++		+++	+++
υδροχλωρικό	+++++			+++++	++++	+++	+++++
υπερχλωρικό	+++++						
φωσφορικό		+++++ <sup>3</sup>		+++++	++++		
χρωμικό		+++++ <sup>4</sup>				+++++	+++
<b>Αλογόνα</b>							
βρώμιο				+++++	+++++		
ιώδιο				+++++	+++++		
φθόριο				+++++	+++++		
χλώριο	++ <sup>1</sup>	+++++	+++++	+++++	+++++	+++ <sup>1</sup>	
<b>Άλλες ανόργανες ουσίες</b>							
αλάτι κοινό, θαλασσινό νερό	+++			+++++			
αμμωνία		+++++				+++++ <sup>1</sup>	
διθειικό νάτριο					+++++		
διθειώδες αμμώνιο	+++++						
διθειώδες νάτριο	+++++			+++			
διοξειδίο του θείου	+++++ <sup>1</sup>	+++++ <sup>1</sup>					
διχρωμικό κάλιο	+++++						
θειικά άλατα γενικά	+++++ <sup>2</sup>						
θειικό μαγνήσιο	+++++ <sup>2</sup>			+++++			
θειικός ψευδάργυρος	+++++ <sup>2</sup>			+++++			
θειούχος άνθρακας	+						
θειώδες ασβέστιο	+++++						

**Πίνακας 7.2** (συνέχεια) Βαθμοί προσβολής διάφορων χημικών ουσιών στα τοιχώματα αγωγών και εξαρτημάτων.

Υλικό αγωγού → Χημικές ουσίες ↓	Σκυρό- δεμα	PVC	Πολυαι- θυλένιο	Χάλυ- βας	Χυτοσί- δηρος	Χαλ- κός	Μόλυ- βδος
<b>Άλλες ανόργανες ουσίες</b>							
καυστικό κάλιο	+++++						+++
καυστικό νάτριο	+++++						
νιτρικό αμμόνιο	+++++						
νιτρικό μαγνήσιο				+++++			
νιτρικό νάτριο				+++++			+++++
τέφρα	+++++						
υδρόθειο	++++ <sup>1</sup>			+++++	++++	++++ <sup>1</sup>	+++ <sup>1</sup>
υπεροξειδίο του υδρογόνου				+++++			
χλωρικό νάτριο	+						
χλωριούχο αργίλιο	+++++						
χλωριούχο ασβέστιο (εκπλαγωτικό)	+++			+++++			+++++
χλωριούχο μαγνήσιο				+++++	+++++		+++
χλωριούχος ψευδάργυρος					+++++	+++	
<b>Οργανικές ουσίες</b>							
αιθυλική αλκοόλη	+++						
ακεταλδεύδη		+++++					+++
γλυκερίνη	+				+++++		
γλυκόλη	+						
δινιτροφαινόλη	+						
εστέρες		++++					
κετόνες		+++++	+++				
κιτρικό οξύ				+++++	+++		
κρεζόλη	+						
κρεόζωτο	+						
λιπαρά οξέα				+++++			
μυρμηκικό οξύ				+++++			+++

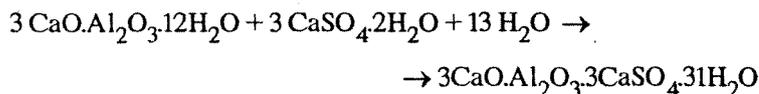
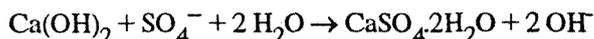
**Πίνακας 7.2** (συνέχεια) Βαθμοί προσβολής διάφορων χημικών ουσιών στα τοιχώματα αγωγών και εξαρτημάτων.

Υλικό αγωγού → Χημικές ουσίες ↓	Σκυρό- δεμα	PVC	Πολυαι- θυλένιο	Χάλυ- βας	Χυτοσί- δηρος	Χαλ- κός	Μόλυ- βδος
<b>Οργανικές ουσίες</b>							
οξείκο αιθύλιο		+++++					
οξείκο νάτριο				+++++			
οξείκο οξύ		+++++					+++
οξείκος ανυδρίτης		+++++		+++			
ουρία	+++			+++++			
ρητινόπισσα				++++			
στεαρικό οξύ	+++++						
υδρογονάνθρακες		+++++	+++++				
φαινόλη	+	+++++					
χλωριούχο αιθύλιο		+++++			+++++		
χλωριωμένοι διαλύτες		+++++	+++				+ +++++

- |       |                            |   |                            |
|-------|----------------------------|---|----------------------------|
| +     | ασθενής προσβολή           | 1 | με παρουσία υγρασίας       |
| ++    | ασθενής προς μέση προσβολή | 2 | εκτός αν περιέχει τσιμέντο |
| +++   | μέση προσβολή              |   | ανθεκτικό σε θειικά        |
| ++++  | μέση προς ισχυρή προσβολή  | 3 | διάλυμα πάνω από 85%       |
| +++++ | ισχυρή προσβολή            | 4 | διάλυμα πάνω από 50%       |

#### 7.4.2 Προστασία αγωγών από σκυρόδεμα ή αμιαντοτσιμέντο

Η δράση του θειικού ιόντος στο τσιμέντο χαρακτηρίζεται από τη μετατροπή της ασβέστου σε γύψο και στη συνέχεια του αργιλικού τριασβεστίου που περιέχεται στο τσιμέντο στο λεγόμενο άλας του Candlot που επεκτείνεται με ταχύ ρυθμό. Η δράση αυτή περιγράφεται από τις ακόλουθες χημικές αντιδράσεις (Degremont, 1979)



Η κατάλληλη σύνθεση των υλικών του σκυροδέματος ή του αμιαντοτσιμέντου αποτελεί γενικά ικανοποιητικό τρόπο αντιδιαβρωτικής προστασίας σε μέσα επίπεδα διαβρωτικότητας (pH μεταξύ 3.5 και 6.0, βλ. Bielecki & Schremmer, 1987). Αντί του κοινού τσιμέντου Portland, που είναι ευπρόσβλητο από τα θειικά, χρησιμοποιούνται άλλοι τύποι τσιμέντου. Οι τύποι αυτοί, γνωστοί με την ονομασία *τσιμέντα ανθεκτικά σε θειικά (sulfate resistant - SR)* περιέχουν πολύ μικρή ποσότητα αργιλικού τριασβεστίου ( $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ). Στις ελληνικές προδιαγραφές (ΠΔ 244, 1980) ο ανάλογος τύπος τσιμέντου είναι ο τύπος IV. Σημασία επίσης έχει και η περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε τσιμέντο και ο λόγος νερού προς τσιμέντο (N/T). Τα μεγέθη αυτά καθορίζονται στις οικείες προδιαγραφές (ΥΠΔΕ, 1985). Τέλος η προσεκτική επιλογή των αδρανών υλικών (ασβεστολιθικά ή δολομιτικά αδρανή) μπορεί να αυξήσει τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος σε διαβρωτικό περιβάλλον.

Όταν τα λύματα είναι έντονα διαβρωτικά, (pH < 3.5) τα εσωτερικά τοιχώματα των αγωγών από σκυρόδεμα ή αμιαντοτσιμέντο πρέπει να καλύπτονται (μονώνονται) με κατάλληλο αντιδιαβρωτικό υλικό. Διακρίνουμε δύο ειδών μονώσεις: τις επαλείψεις ή επικαλύψεις (coating) και τις επενδύσεις (lining).

Η τεχνολογία των μονώσεων διαρκώς αναπτύσσεται και συνεχώς κυκλοφορούν νέα κατάλληλα προϊόντα στην αγορά. Τα κυριότερα υλικά που χρησιμοποιούνται για τις επαλείψεις είναι (Smith, 1989):

- Ασφαλτος, φυσική και πετρελαϊκή
- Ανθρακόπισσα
- Ρητίνες βινυλίου
- Ρητίνες εποξεικές

- Αλκύλια και ακρυλικά υλικά, συνήθως σε ανάμιξη με άλλες ρητίνες
- Ουρεθάνες
- Πολυβινυλοχλωρίδιο (PVC), υγρό ή σε ταινίες
- Πολυαιθυλένιο (PE), σε ταινίες

Οι επαλείψεις γίνονται στα εσωτερικά τοιχώματα των αγωγών, ή και στα εξωτερικά, σε περίπτωση διαβρωτικών εδαφών.

Τα συνθέστερα υλικά για επενδύσεις είναι

- Φύλλα ή πλακίδια από πλαστικοποιημένο PVC ή PE εφοδιασμένα με αγκύρια που ενσωματώνονται στο σκυρόδεμα.
- Τσιμεντοκονία, που χρησιμοποιείται κυρίως στα τοιχώματα φρεατίων από σκυρόδεμα, και συνδυάζεται με επάλειψη με κατάλληλο μονωτικό υλικό.
- Κεραμικά πλακίδια, που παρέχουν υψηλό βαθμό προστασίας, αλλά έχουν μεγάλο κόστος και γι' αυτό τείνουν να εγκαταλειφτούν.

Η μόνωση των αγωγών απαιτεί μεγάλη προσοχή κατά την εφαρμογή. Αν γίνουν κακοτεχνίες και αφεθούν δίοδοι απ' όπου το μεταφερόμενο υγρό είναι δυνατό να διεισδύσει στο σκυρόδεμα, τότε η αποτελεσματικότητα της μόνωσης μειώνεται και η διάβρωση δεν αποφεύγεται. Για τα λόγο αυτό οι αρμοί των σωληνώσεων και οι ενώσεις των υλικών της επένδυσης πρέπει να σφραγίζονται. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η εφαρμογή μόνωσης στους αγωγούς δεν απαλλάσσει από την υποχρέωση ειδικής αντιδιαβρωτικής σύνθεσης του σκυροδέματος ή του αμιαντοτσιμέντου.

#### 7.4.3 Προστασία μεταλλικών αγωγών

Οι μεταλλικοί αγωγοί, που όπως αναφέρθηκε στο εδάφιο 7.2.6, σπάνια χρησιμοποιούνται σε δίκτυα αποχέτευσης (μόνο σε ειδικές κατασκευές), εσωτερικά προστατεύονται γενικώς με τις ίδιες μεθόδους όπως και οι αγωγοί από σκυρόδεμα.

Επί πλέον οι μεταλλικοί αγωγοί απαιτούν προστασία έναντι ηλεκτροχημικής διάβρωσης, σε περίπτωση διαβρωτικού εδάφους. Η διαβρωτικότητα του εδάφους μπορεί να διαπιστωθεί με μετρήσεις (Smith, 1989). Η αποτελεσματικότερη τεχνολογία προστασίας είναι η *καθοδική προστασία*. Συνίσταται στην αξιοποίηση των γαλβανικών ή ηλεκτρολυτικών φαινομένων του εδάφους (των ίδιων που προκαλούν και τη διάβρωση) για την ηλεκτροχημική προστασία των αγωγών, με δημιουργία καθοδικών συνθηκών σε όλη την επιφάνεια των τοιχωμάτων τους. Υπάρχουν δύο μέθοδοι εφαρμογής της καθοδικής προστασίας:

- Με χρήση *αναλώσιμων ανόδων* μαγνησίου, αλουμινίου ή ψευδαργύρου, και σύνδεση τους με τον αγωγό, τα τοιχώματα του οποίου μετατρέπονται σε κάθοδο.
- Με *εφαρμογή εξωτερικής ηλεκτρεγερτικής δύναμης*, με μπαταρία ή με ανορθωτή που συνδέεται με το δίκτυο της πόλης.



---

---

## Αναφορές

---

---

### 1. Βιβλία - Επιστημονικά άρθρα

Δημητρίου Ι. (1990), *Εφαρμοσμένη Υδραυλική*, Τεύχος Β, Εφαρμογές, ΕΜΠ, Αθήνα.

Λιακόπουλος Α. (1985), *Μαθήματα Περιβαλλοντικής Υδραυλικής*, Τεύχος 1, Αποχετεύσεις και επεξεργασία λυμάτων, Θεσσαλονίκη.

Μαρκαντωνάτος Γ. (1986), *Επεξεργασία και διάθεση υγρών αποβλήτων*, Αθήνα.

Μέμος Κ. Δ. (1980), *Όμβριες καμπύλες υψηλών εντάσεων*, Πρακτικά 2ου Πανελληνίου Σεμιναρίου Υδρολογίας, Υπουργείο Συντονισμού, Αθήνα.

Μιμίκου Μ.Α. (1990) *Τεχνολογία υδατικών πόρων*, Αθήνα.

Νουτσόπουλος Γ. (1976), *Ροή με ελεύθερη επιφάνεια - Ανοιχτοί αγωγοί*, ΕΜΠ, Αθήνα.

Νουτσόπουλος Γ. (1977), *Μη μόνιμη ροή σε κλειστούς αγωγούς*, ΕΜΠ, Αθήνα.

Ξανθόπουλος Θ. (1990), *Εισαγωγή στην Τεχνική Υδρολογία*, ΕΜΠ, Αθήνα.

- Ξανθόπουλος Θ. (1975), Μαθήματα Στατιστικής Υδρολογίας, Θεσσαλονίκη.
- Χριστοδούλου Γ. (1977), Μη μόνιμη ροή σε ανοιχτούς αγωγούς (Σημειώσεις), ΕΜΠ, Αθήνα.
- Χριστούλας Δ. (1991), Ρύπανση των υδάτων και αντιρρυπαντική τεχνολογία, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) (1982a), Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band I, Wassergutewirtschaftliche Grundlagen, Bemessung und Planung von Abwasserableitungen, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/Munchen.
- Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) (1982b), Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band II, Entwurf und Bau von Kanalisationen und Abwasserpumpwerken, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/Munchen.
- Bielecki, von R. & Schremmer H. (1987), Biogene Schwefelsaure-Korrosion in Teilgefüllten Abwasserkanalen, Sonderdruck aus Heft 94/1987 der Mitteilungen des Leichweiss-Instituts.
- Chow V.T. (1959), Open Chanel Hydraulics, Mc Graw Hill.
- Chow V.T., Maidment D.R. & Mays L.W (1988), Applied Hydrology, McGraw-Hill.
- Clark, J.W. Viesman, W. Jr., Hammer, M.J., (1977), Water Supply and Pollution Control, 3rd edition T. Y. Crowell, New York.
- Degremont (1979), Water treatment handbook, Degremont, France.
- Dooge J.C.I. (1986) Theory of flood routing, in Kraijenhoff, D.A. and Moll, J.R. eds, River flow modelling and forecasting, D. Reidel Publishing Company, Holland.
- Downey, D. B. (1984), Pipe jacking in Japan, Planning, construction, maintainance and operation of sewerage systems, BHRA, UK.
- Escritt L.B. (1948), Sewerage design and specification, F.J. Parsons Ltd, London.

- Fair, G.M, Ceyer J.C. & Okun D.A. (1954), Water and Waste Engineering, Vol. 1, Water Supply and Wastewater Removal, J. Wiley & Sons, New York.
- Greeley S.A., Stanley W.E. & Newton D. (1969), Sewage Quantities, Sewers and Pumping Stations, in Handbook of Applied Hydraulics (Davis C.V. & Sorensen K.E. editors), Mc Graw Hill.
- Grijnsen J.G. (1986) River flow simulation, in Kraijenhoff, D.A. and Moll, J.R. eds., River flow modelling and forecasting, D. Reidel Publishing Company, Holland.
- Henderson F.M. (1966) Open channel flow, Macmillan, New York.
- Henderson R. J. (1984) The hydraulic roughness of used sewers, Planning, construction, maintenance and operation of sewerage systems, BHRA, UK.
- Huff F.H. (1967), Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resour. Res. 3(4), 1007-1019.
- Hvitved-Jacobsen T., Jutte B., Nielsen P.H. & Jensen N. Aa. (1988), Hydrogen sulfide control in municipal sewers, in Pretreatment in chemical water and wastewater treatment, Hahn H.H. & Klute R. Editors, Springer-Verlag.
- Martz, (1970), Υδραυλική των οικισμών, Μέρος 2, Αποχετεύσεις, Μετάφραση στα Ελληνικά Γ. Χατζηθεοδώρου, Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
- Metcalf & Eddy (1981), Wastewater Engineering: Collection and pumping of wastewater, G. Tchobanoglous ed. Mc Graw Hill.
- Metcalf & Eddy (1979), Wastewater Engineering: Treatment, disposal, reuse, Mc Graw Hill.
- O'Donnel T. (1986) Deterministic catchment modelling, in Kraijenhoff, D.A. and Moll, J.R. eds., River flow modelling and forecasting, D. Reidel Publishing Company, Holland.
- Papoulis A. (1965), Probability, random variables and stochastic processes, McGraw-Hill.

- Parmakian, J. (1963), *Water Hammer Analysis*, Dover Publications, New York.
- Raudkivi A.J. (1979), *Hydrology, An advanced introduction to hydrological processes and modelling*, Pergamon Press, London, UK.
- Revell, R. E. (1969), *Natural Channels*, in *Handbook of Applied Hydraulics* (Davis C.V. & Sorensen K.E. editors), Mc Graw Hill.
- Shaw, E.M. (1988): *Hydrology in Practice*, Van Nostrand Reinhold, G. Britain.
- Smith W. H. (1989), *Corrosion management in water supply systems*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Steel, E.W. (1960), *Water Supply and Sewerage*, 4th edition, Mc Graw Hill.
- Sutcliffe J.V. (1978), *Methods of flood estimation, A guide to flood studies report*, Report No 49, Institute of Hydrology, UK.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR) (1977), *Design of arch dams*, U.S. Government printing office, Denver.
- Wanielista M. (1990), *Hydrology and water quantity control*, John Wiley & Sons Inc., USA.
- Washbourne J. (1984), *Mechanised pipe jacking as a method of sewer construction*, Planning, construction, maintenance and operation of sewerage systems, BHRA, UK.
- Water Pollution Control Federation (WPCF) & American Society of Civil Engineers (ASCE) (1976), *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, WPCF Manual of Practice No 9, ASCE Manual of Engineering Practice No 37.
- Young P.C. (1986) *Time-series methods and recursive estimation in hydrological systems analysis*, in Kraijenhoff, D.A. and Moll, J.R. eds., *River flow modelling and forecasting*, D. Reidel Publishing Company, Holland.

## 2. Προδιαγραφές

- ΕΛΟΤ 179 (1979) Αμιαντοτσιμέντο - σωλήνες υπονόμων, σύνδεσμοι και εξαρτήματα με ή χωρίς προστατευτικές επενδύσεις
- ΕΛΟΤ 476 (1981) Σωλήνες και εξαρτήματα από μη πλαστικοποιημένο πολυβινυλοχλωρίδιο (σκληρό PVC) για αγωγούς υπογείων αποχετεύσεων – Προδιαγραφές
- ΕΥΔΑΠ (1985) Ενιαίες παραδοχές υπολογισμού των παροχών ακαθάρτων στο λεκανοπέδιο της Αθήνας, Εγκύκλιος 121272/1985.01.03.
- ΠΔ. 696 (1974) Περί αμοιβών μηχανικών διά σύνταξιν μελετών, επίβλεψιν, παραλαβήν κ.λ.π. Συγκοινωνιακών, Υδραυλικών και Κτιριακών Έργων, ως και Τοπογραφικών, Κτηματογραφικών και Χαρτογραφικών Εργασιών, και των σχετικών τεχνικών προδιαγραφών μελετών.
- ΠΔ. 244 (1980), Κανονισμός τιμέντου για έργα από σκυρόδεμα, ΦΕΚ 69Α /1980.03.28.
- ΥΠΔΕ (1985), Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος, Υπουργική απόφαση ΥΠΔΕ ΕΔ2α/01/21/Φ.Ν.310/1985.03.08, ΦΕΚ 266/1985.05.09.
- ΥΠΔΕ (1984), Προδιαγραφή σωλήνων από οπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς προστατευτική επένδυση για μεταφορά οικιακών λυμάτων, βιομηχανικών αποβλήτων και ομβρίων, υπουργική απόφαση ΥΠΔΕ ΕΔ2α/02/44 /Φ.1.1/4.4. - ΦΕΚ Β 253/1984.04.24.
- ΥΠΔΕ (1976) Προσωρινή τεχνική προδιαγραφή Α, απόφαση ΥΠΔΕ Δ32771/1976.07.28
- ΥΠΔΕ (1974), Πρότυπη τεχνική προδιαγραφή Τ110: Αποχέτευση και αποστράγγιση έργων οδοποιίας (μεθ' οδηγίων), υπουργική απόφαση ΥΠΔΕ Γ.62091/1966 - Εγκύκλιος Γ. 79/1966 - ΦΕΚ Β 205/1967.

## 3. Μελέτες - Εκθέσεις

- Αφτιάς Ε, Τσολακίδης Κ. & Μαιμάσης Ν. (1990), Διερεύνηση προσφερομένων δυνατοτήτων για την ενίσχυση της Υδρευσης

- μείζονος περιοχής Αθηνών, Τεύχος 12, Υδατικές Καταναλώσεις Μείζονος Περιοχής Αθηνών, ΕΜΠ, Αθήνα.
- Βασιλόπουλος Η. (1986), Μελέτη αποχέτευσης Βλαχιώτη Λακωνίας.
- Βασιλόπουλος Η. (1986), Μελέτη αποστραγγιστικών έργων Τολοφώνας.
- Δελγιώρης & Μιχαλακόπουλος, Μελέτη αποχέτευσης Λάρισας.
- Καλογεράκης Δ. (1988), Μελέτη αποχέτευσης Αγίας Ρουμέλης.
- Κουκουράκης Γ. & Συνεργάτες. (1981), Μελέτη αποχέτευσης Νεαπόλεως Λασιθίου.
- Μαμάσης Ν. (1986), Πιθανολογική προσέγγιση επιμερισμού βροχών μεγάλης διάρκειας, Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα.
- Ματίσεν Ρ. (1989), Μελέτη διευθέτησης χειμάρρου Καλλιθέας Λέσβου.
- ΜΕΤΕΡ (1990), Μελέτη μικρών λιμνοδεξαμενών Νότιας Επτανήσου.
- ΜΕΤΕΡ (1984), Μελέτη αποχέτευσης Μαντουδίου.
- ΜΕΤΕΡ (1983), Οριστική Μελέτη αποχέτευσης Φαρσάλων.
- ΟΤΜΕ, Κωνσταντινίδης Δ. & ΜΕΤΕΡ (1985), Οριστική μελέτη αντιπλημμυρικών - αποχετευτικών έργων και φράγματος Αρτζάν Αματόβου, Υδρολογική μελέτη ΙΙ.
- Ξανθόπουλος Θ., Κουτσογιάννης Δ. Ρώτη Σ. & Τζεράνης Ι (1988), Υδρολογική Διερεύνηση Υδατικού Διαμερίσματος Θεσσαλίας, Τεύχος 3, Ομβρίες Καμπύλες, ΕΜΠ, Τομέας ΥΠΥΘΕ, Αθήνα.
- Στυλιανίδου, Μ. (1985), Πειραματική προσέγγιση υετογραμμάτων της λεκάνης του Αλιάκμονα, Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα.
- Τσακίρης Γ. & Κουτσογιάννης Δ. (1988), Διερεύνηση αξιοποίησης των ομβρίων νερών για άρδευση - Εφαρμογή στην περιοχή Δήμου Αρχανών, Τεχνική έκθεση, Ε.Μ.Π., Τομέας Υ.Π.Υ.Θ.Ε., Αθήνα.
- ΥΠΟΔΟΜΗ & Καράμπελας (1988), Μελέτη αποχέτευσης Κυπαρισσίας.

Υπουργείο Δημοσίων Έργων (1966), Οδηγίες για τον υπολογισμό αγωγών ομβρίων της Αθήνας (βασισμένες σε μελέτη του μηχανικού Γ. Ευστρατιάδη).

ΥΔΡΟΔΟΜΙΚΗ, Κωνσταντινίδης Δ., ΥΔΡΟΕΞΥΓΕΙΑΝΤΙΚΗ, Αβραμόπουλος (1990), Προμελέτη Εγγειοβελτιωτικών Έργων Πεδιάδας Άρτας

#### **4. Φυλλάδια - Prospectus**

Ελλενίτ (1985) Σωλήνες υπονόμων, Ελλενίτ Α.Ε, Αθήνα.

Πετζετάκης (1987), Σωλήνες πίεσεως και εξαρτήματα, Τεχνικά χαρακτηριστικά, Α. Γ. Πετζετάκης Α.Ε, Αθήνα.

Πετζετάκης (1980), Σωλήνες και ειδικά τεμάχια υπονόμων (HELIDUR-D), Α.Γ. Πετζετάκης Α.Ε, Αθήνα.

Wallingford Software (1990), Wallrus product brief, Wallingford.

