

UNIVERSITE DE GHARDAIA

FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE ET DE GENIE CIVIL



Master

Hydraulique Urbaine & Ressource Hydraulique

Cours

Hydraulique Appliquée

Polycopié de cours

BOULMAIZ Tayeb

Courriels :

T.Boulmaiz@gmail.com

Boulmaiz.tayeb@univ-ghardaia.dz

2019

Préface

Le cours d'hydraulique appliquée est un support pédagogique destiné aux étudiants de première année Master en « Hydraulique urbaine » et « Ressources hydraulique ». Il est d'autant recommandé pour tout hydraulicien voulant acquérir une bonne base théorique dans ce domaine.

Ce polycopié a été rédigé conformément au programme indiqué par le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique établi pour les spécialités concernées, lors de l'année 2016-2017.

Le cours englobe plusieurs sections du système d'alimentation en eau potable allant par les captages des eaux jusqu'aux réseaux de distribution et en passant par les équipements et accessoire à implanter. Ce document comporte des méthodes de calcul appuyées par des applications, des conceptions d'ouvrages ainsi que le dimensionnement des conduites dans un réseau ramifié et maillé.

Tayeb BOULMAIZ
*Enseignant à l'université
de Ghardaïa*

Sommaire

CHAPITRE I : CAPTAGE DES EAUX

I.1.	Introduction	9
I.2.	Type de sources d'eau	9
I.3.	Choix d'une source.....	9
I.4.	Eaux de surface	9
I.4.1.	Qualité des eaux de surface.....	10
I.4.2.	Quantité des eaux de surface.....	10
I.4.3.	Avantages et inconvénients des eaux de surface	11
I.4.4.	Captage des eaux de surface	11
I.4.5.	Type de captage des eaux de surface	11
I.4.6.	Dimensionnement d'une prise d'eau.....	15
I.5.	Eaux souterraines	17
I.5.1.	Type de sources.....	18
I.5.2.	Types de nappes.....	19
I.5.3.	Notions hydrogéologiques	19
I.5.4.	Captage de l'eau de source.....	21
I.5.5.	Captage des eaux souterraines	23

CHAPITRE II : RESERVOIRS

II.1.	Rôle des réservoirs	34
II.2.	Types de réservoir	35
II.3.	Emplacement géographique	36
II.4.	Altitude du réservoir.....	37
II.5.	Volume des réservoirs.....	38
II.5.1.	Calcul forfaitaire	38
II.5.2.	Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution	39
II.6.	Forme et type de réservoirs	41
II.7.	Considérations à prendre dans la projection des réservoirs	41
II.8.	Exploitation des réservoirs	42
II.9.	Interconnexion des réservoirs.....	42
II.10.	Applications	45
II.10.1.	Exercices	45
II.10.2.	Solutions.....	46

CHAPITRE III : NATURE DES CANALISATIONS

III.1.	Introduction	51
III.2.	Matériaux constitutifs, revêtements	51
III.3.	Raccordement, diamètre et longueur.....	51
III.3.1.	Raccordement par emboîtement	51
III.3.2.	Raccordement par soudure	51
III.3.3.	Raccordement par collage	52
III.4.	Tuyaux en fonte.....	52
III.5.	Tuyaux en acier	53
III.5.1.	Protection cathodique	53
III.5.1.1.	Anode réactive (ou sacrificielle).....	53
III.5.1.2.	Soutirage de courant.....	54
III.6.	Tuyaux en béton armé	54
III.7.	Tuyaux en matières plastiques	55

III.7.1.	Poly(chlorure de vinyle).....	56
III.7.2.	Polyéthylène	56
III.7.3.	Tuyaux composites.....	57

CHAPITRE IV : RESEAUX DE DISTRIBUTION DES EAUX

IV.1.	Introduction	61
IV.2.	Écoulements en charge.....	61
IV.3.	Régime Permanent	61
IV.4.	Théorème de Bernoulli.....	62
IV.4.1.	Perte de charge linéaire dans les conduites circulaires.....	63
IV.4.1.1.	Formule de Darcy-Weisbach	63
IV.4.1.2.	Formule de Hazen-Williams	64
IV.4.2.	Perte de charge singulière.....	66
IV.5.	Types de réseau	66
IV.5.1.	En fonction de l'alimentation des réseaux	66
IV.5.1.1.	Distribution gravitaire	67
IV.5.1.2.	Distribution par pompage	67
IV.5.2.	En fonction de la structure des réseaux	67
IV.5.2.1.	Réseau ramifié.....	68
IV.5.2.2.	Réseau Maillé.....	69
IV.6.	Considérations hydrauliques	69
IV.6.1.	Débit	69
IV.6.2.	Choix du diamètre des conduites	69
IV.6.3.	Vitesse de l'eau	69
IV.6.4.	Pression	70
IV.7.	Conditions spéciales d'incendie	70
IV.8.	Principe de calcul	71
IV.8.1.	Définitions préliminaires.....	71
IV.8.1.1.	Débit en route.....	71
IV.8.1.2.	Débit de calcul	72
IV.8.2.	Calcul d'une conduite sans débit en route.....	73
IV.8.3.	Calcul de réseaux ramifiés	73
IV.8.3.1.	Exemple de calcul	74
IV.8.4.	Calcul des réseaux maillés	76
IV.8.4.1.	Méthode de Hardy-Cross	76
IV.8.4.2.	Autres méthodes de résolutions	78
IV.9.	Pose de la conduite.....	78
IV.9.1.	Pose classique.....	78
IV.9.2.	Pose sans ouverture de tranchée.....	79
IV.9.2.1.	Fonçage	79
IV.9.2.2.	Forage	80
IV.10.	Applications	81
IV.10.1.	Exercices	81
IV.10.2.	Solutions.....	82

CHAPITRE V : ORGANES ACCESSOIRES – ROBINETTERIE

V.1.	Introduction	86
V.2.	Robinets vannes.....	86
V.3.	Crépine	87
V.4.	Ventouse.....	88

V.5.	Réducteur de pression et de débit.....	89
V.5.1.	Stabilisateur de pression	89
V.5.1.1.	Stabilisateur de pression aval.....	90
V.5.1.2.	Stabilisateur de pression amont / vanne de décharge	91
V.5.2.	Réducteur de débit	92
V.6.	Clapet anti-retour.....	92
V.6.1.	Clapet à battant	93
V.6.2.	Clapet à boule	94
VI.	Référence bibliographique	95

Abréviations

Ca	Calcium
EU	Eaux usées
Fe	Fer
ST	Station de traitement
STEP	Station d'épuration

Annotations

A	Surface de la section	[m ²]
C_{HW}	Coefficient de Hazen-Williams	[-]
D	Diamètre de la conduite	[m]
g	Constante de la gravité	[m/s ²]
H	Charge hydraulique	[m]
J	Perte de charge	[m]
J_B	Pertes de charge par les changements de direction	[m]
J_c	Pertes de charge par rétrécissement	[m]
J_e	Pertes de charge à l'entrée	[m]
J_{ex}	Pertes de charge par élargissement	[m]
J_f	Pertes de charge par frottement dans des tronçons droits	[m]
J_g	Pertes de charge dans les vannes	[m]
J_S	Pertes de charge à la sortie	[m]
J_t	Pertes de charge dans les grilles	[m]
k	Perméabilité intrinsèque	[m ²]
K	Conductivité hydraulique	[m/s]
k_a	Rugosité absolue	[m]
L	Longueur	[m]
Q	Débit	[m ³ /s]
Q_c	Débit de calcul	[m ³ /s]
Q_{max}	Débit de pointe	[m ³ /s]
Q_r	Débit en route	[m ³ /s]
q_{sp}	Débit spécifique	[m ³ /s/m]
Q_t	Débit transité	[m ³ /s]
R	Résistance de conduite	[-]
Re	Nombre de Reynolds	[-]
S	Coefficient d'emmagasinement	[-]
V	Vitesse de l'eau	[m/s]
V	Volume	[m ³]
Z	Côte piézométrique	[m]
λ	Facteur de frottement	[-]
μ	Viscosité dynamique du fluide	[Pa.s]
ν	Viscosité cinématique du fluide	[m ² /s]
ρ	Masse volumique du fluide	[kg/m ³]

CHAPITRE I
CAPTAGE DES EAUX

CHAPITRE I

I.1.	Introduction	9
I.2.	Type de sources d'eau	9
I.3.	Choix d'une source.....	9
I.4.	Eaux de surface	9
I.4.1.	Qualité des eaux de surface.....	10
I.4.2.	Quantité des eaux de surface.....	10
I.4.3.	Avantages et inconvénients des eaux de surface	11
I.4.3.1.	Avantages.....	11
I.4.3.2.	Inconvénients	11
I.4.4.	Captage des eaux de surface	11
I.4.5.	Type de captage des eaux de surface	11
I.4.5.1.	Prise d'eau dans une rivière	11
I.4.5.2.	Prise d'eau dans un réservoir	13
I.4.6.	Dimensionnement d'une prise d'eau.....	15
I.5.	Eaux souterraines	17
I.5.1.	Type de sources.....	18
I.5.1.1.	Source d'affleurement.....	18
I.5.1.2.	Source de déversement.....	18
I.5.1.3.	Sources d'émergence	18
I.5.2.	Types de nappes	19
I.5.2.1.	Nappes phréatiques (ou nappes de surface)	19
I.5.2.2.	Nappes profondes (ou nappes captives).....	19
I.5.2.3.	La nappe artésienne.....	19
I.5.3.	Notions hydrogéologiques	19
I.5.3.1.	Expérience de Darcy	19
I.5.3.2.	Porosité	19
I.5.3.3.	Perméabilité intrinsèque (k).....	20
I.5.3.4.	Conductivité hydraulique (K)	20
I.5.3.5.	Coefficient d'emmagasinement (S)	20
I.5.4.	Captage de l'eau de source.....	21
I.5.5.	Captage des eaux souterraines	23
I.5.5.1.	Captage dans les sables et graviers	23
I.5.5.2.	Captage dans les terrains fissurés.....	28
I.5.5.3.	Captage profond.....	28
I.5.5.4.	Méthode de forages.....	28
I.5.5.5.	Construction d'un forage	31

I.1. Introduction

On recherche toujours la meilleure qualité disponible et ce, en fonction du coût de revient, par exemple : si l'acheminement d'une eau éloignée de très bonne qualité coûte plus cher que le traitement d'une eau de moins bonne qualité à proximité, on choisit cette dernière solution

Les qualités essentielles d'une eau de consommation sont celles d'une eau :

- Salubre : c'est-à-dire saine et qui contribue à la santé.
- Potable : soit propre à être bue, fraîche, incolore, inodore, aérée, légèrement minéralisée et exempte de matières organiques.

I.2. Type de sources d'eau

Les eaux utilisées pour la consommation sont essentiellement :

- Des eaux de surface présentes dans les lacs, les cours d'eau et les retenues artificielles
- Des eaux souterraines.

I.3. Choix d'une source

Le choix de la source dépend de :

- Besoin en eau (quantité et qualité)
- L'estimation financière (réalisation et exploitation)

En fonction de la stabilité de la source d'approvisionnement et de la fiabilité du système de captage, on peut classer les sources d'approvisionnement :

- Gravité souterrain, permanent, sure
- Gravité, réservoir
- Pompage, permanent, sure (rivière)
- Pompage, réservoir
- Pompage, nappe

I.4. Eaux de surface

On capte les eaux d'un lac ou d'un cours d'eau au moyen d'ouvrage appelé prise d'eau. Les ouvrages d'adduction transportent les eaux brutes vers l'agglomération à desservir. Si ces eaux sont impropres à la consommation, on les traite dans une station de traitement (ST), avant les distribuer aux consommateurs et lorsqu'elles sont devenues potables on les distribue jusqu'aux robinets de consommateurs, par l'intermédiaire d'un réseau de distribution sous pression (Figure 1).

Ensuite, après l'utilisation, on dit qu'elles deviennent usées (EU). C'est le réseau d'égouts qui sert à les évacuer de l'agglomération. Mais, il faut épurer les eaux usées dans une station d'épuration (STEP) afin de ne pas polluer le milieu naturel récepteur (Figure 1).

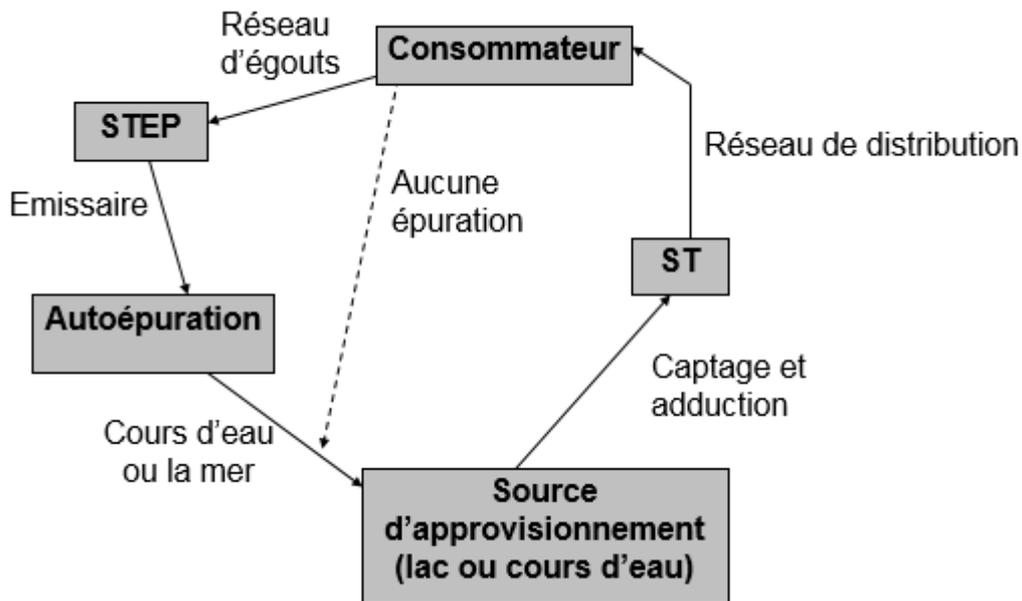


Figure 1. Cycle d'utilisation des eaux de surface

L'émissaire est une conduite qui achemine les eaux épurées vers le milieu récepteur. Dans un cours d'eau, les eaux sont soumises à un processus naturel appelé autoépurateur, au cours duquel la pollution organique et microbienne est réduite.

I.4.1. Qualité des eaux de surface

En règle générale, la qualité de l'eau de surface est moindre que celle des eaux souterraines. En effet, elles sont soumises à la possibilité d'une dégradation naturelle causée par :

- Le transport solide
- Les minéraux dissous, bien que l'eau soit moins dure que les eaux souterraines
- La matière organique naturelle

En rivière, la qualité est en général meilleure à l'amont qu'à l'aval. À l'amont, l'eau peut être plus turbide ce qui est facile à contrôler en raison de l'origine minérale de cette turbidité. Par contre, surtout en région montagnaise, elle est plus pure et froide. En aval, le contact avec des zones habitées et exploitées favorise les risques de pollution.

En lac ou réservoir, la turbidité est faible car la décantation y est favorisée.

En résumé, les eaux de surface sont plus exposées à la dégradation naturelle et à la pollution liée aux activités humaines. Pour cette raison, il sera généralement nécessaire de prévoir un traitement.

I.4.2. Quantité des eaux de surface

La quantité disponible est variable ou constante selon le cycle hydrologique en fonction du débit que l'on veut prélever. L'étude des quantités disponibles doit se faire en tenant compte

des paramètres de la météorologie, l'hydrologie, la géologie, la topographie, l'exploitation humaine des ressources.

Contrairement au cas des eaux souterraines, le domaine d'étude est clairement défini : c'est le bassin versant. Il est déterminé par la topographie des lieux, les pentes déterminent le volume d'emmagasinement du bassin et en combinaison avec le régime du débit, la formation du réseau hydrographique. Les faibles pentes favorisent la rétention des eaux de surface. En fonction de la nature des sols, l'infiltration joue un rôle important.

I.4.3. Avantages et inconvénients des eaux de surface

I.4.3.1. Avantages

- Possibilité de rétention, sûreté de débit
- Facilité de captage

I.4.3.2. Inconvénients

- Température variable
- Composition chimique variable
- Contamination et pollution
- Vulnérabilité aux sécheresses

I.4.4. Captage des eaux de surface

Le captage des eaux de surface se fait au moyen d'un ouvrage appelé prise d'eau. Ce dernier peut être placée dans une rivière ou dans un réservoir (retenues collinaires, barrage...etc.). Il est généralement composé de quatre parties fondamentales :

- L'entrée
- La conduite
- La chambre de vanne
- La structure de dissipation d'énergie (assure la décharge libre à la fin de la conduite).

On se limitera dans ce cours sur les prises d'eau sous pression.

I.4.5. Type de captage des eaux de surface

I.4.5.1. Prise d'eau dans une rivière

Elle peut être effectuée soit dans le fond du lit, soit dans la rivière même (frontale) ou soit sur les berges d'un cours d'eau (latérale). Dans le cas d'un débit dérivé (ou capté) assez important par rapport à l'apport de la rivière, un seuil peut être projeté à l'aval de la prise d'eau pour garantir un niveau minimum.

Dans le dimensionnement d'une prise d'eau dans une rivière, l'apport en eau est divisé en deux parties, une partie représente l'eau utilisable, l'autre l'eau non utilisable (restituée). Ce dernier est donc égal à l'apport total moins le débit de dotation. Il doit tenir compte non seulement aux conditions écologiques propres à chaque cours d'eau, mais aussi à certaines autres exigences (irrigation, approvisionnement en eau potable et industrielle, pêche...etc.).

I.4.5.1.1. Prise d'eau dans le fond du lit

L'installation consiste à un dragage et remplissage du fond du lit avec de gros gravier et les entourer autour de la crépine d'aspiration pour la protéger. Toutefois, il est primordial de vérifier si la rivière ne charrie pas trop de matériaux fins (ex. argile, limon...etc.) qui peuvent causer le colmatage rapide de la crépine. Cette installation est souvent utilisée dans les rivières à régime torrentiel (forte pente et grandes vitesses d'écoulement).

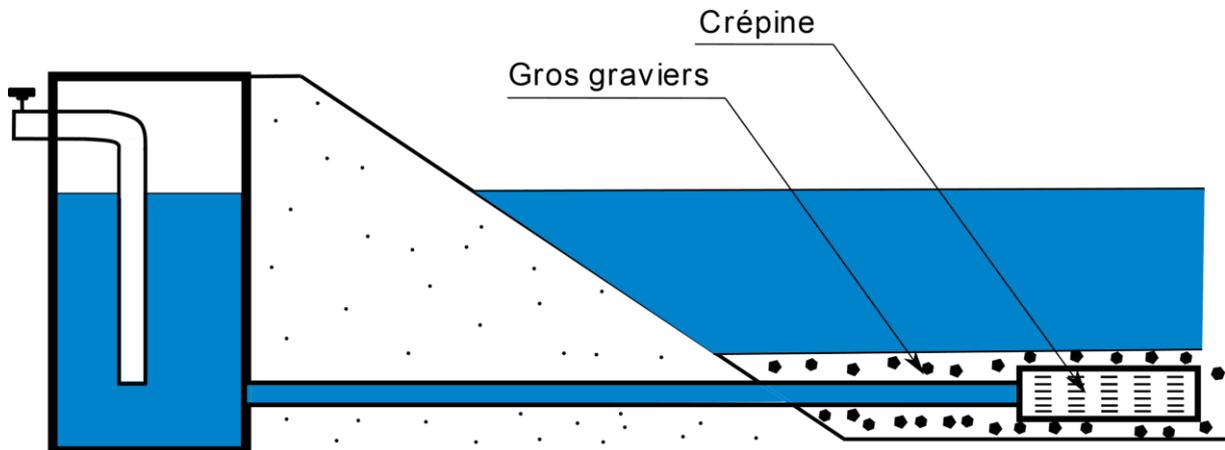


Figure 2. Schéma d'une prise d'eau dans le fond du lit

I.4.5.1.2. Prise d'eau dans la rivière même

La prise doit être protégée par une estacade pour éviter sa détérioration par les corps flottants mais aussi pour qu'elle soit visible au cas de rivière navigable. Il est à prendre en considération toutes les informations relatives aux régimes d'écoulement des eaux et aux débits (crues et étiages).

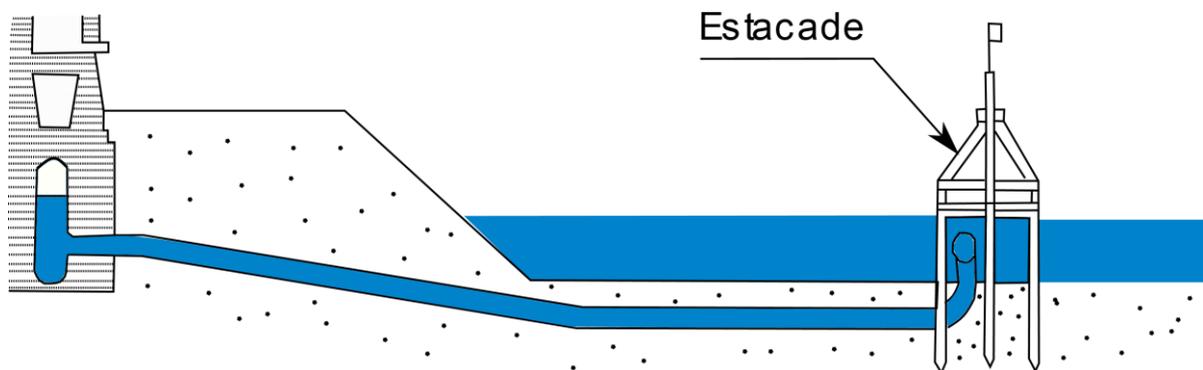


Figure 3. Schéma d'une prise d'eau dans une rivière

I.4.5.1.3. Prise d'eau latérale (sur la berge)

Placée à une profondeur convenable, la prise d'eau ne doit pas être influencée par la fermentation du fond du lit ni par la présence éventuelle d'hydrocarbure ou de mousse à la surface de l'eau.

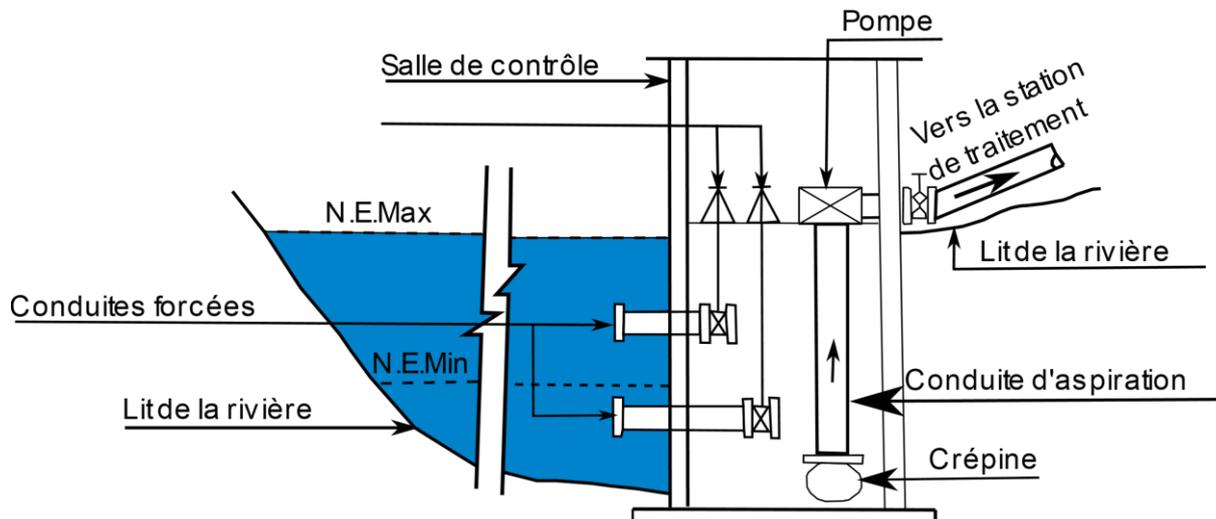


Figure 4. Schéma d'une prise d'eau simple sur la berge d'une rivière

Il est important de noter qu'une prise d'eau latérale ne doit jamais être implantée sur une rive convexe. La raison étant à cause du courant au fond du cours d'eau provoqué par la force centripète de l'écoulement de surface. Ce courant va déposer certains matériaux (graviers, sables...etc.) sur la rive intérieure et donc gêner la prise d'eau si elle est installée sur ce côté. De l'autre côté (rive concave), l'effet est inverse vu qu'il y a une érosion sur la berge et qui doit être prise en considération lors de la projection de l'ouvrage.

I.4.5.2. Prise d'eau dans un réservoir

Etant donné que les retenues artificielles se comportent comme des bassins de décantation, leurs eaux sont souvent de meilleure qualité que celles des rivières, de plus, les variations de qualité des eaux des retenues sont moins fréquentes et moins importantes que celles des rivières.

Les prises d'eau dans un réservoir peuvent être placées dans différents emplacements, on distingue :

- Les prises situées aux rives
- Les prises loin des rives (indépendantes)
- Les prises combinées avec le barrage

En général une prise d'eau est équipée d'organes de fermeture. La position de la commande de ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

I.4.5.2.1. Prises situées aux rives

Deux installations peuvent être projetées :

- Bâtiment de commande à la surface avec un puits mouillé (Figure 5a) reliant ce dernier avec les organes de fermeture.
- Chambre de vanne souterraine (Figure 5b) : utilisée pour des profondeurs supérieures à 30 m pour des raisons économiques.

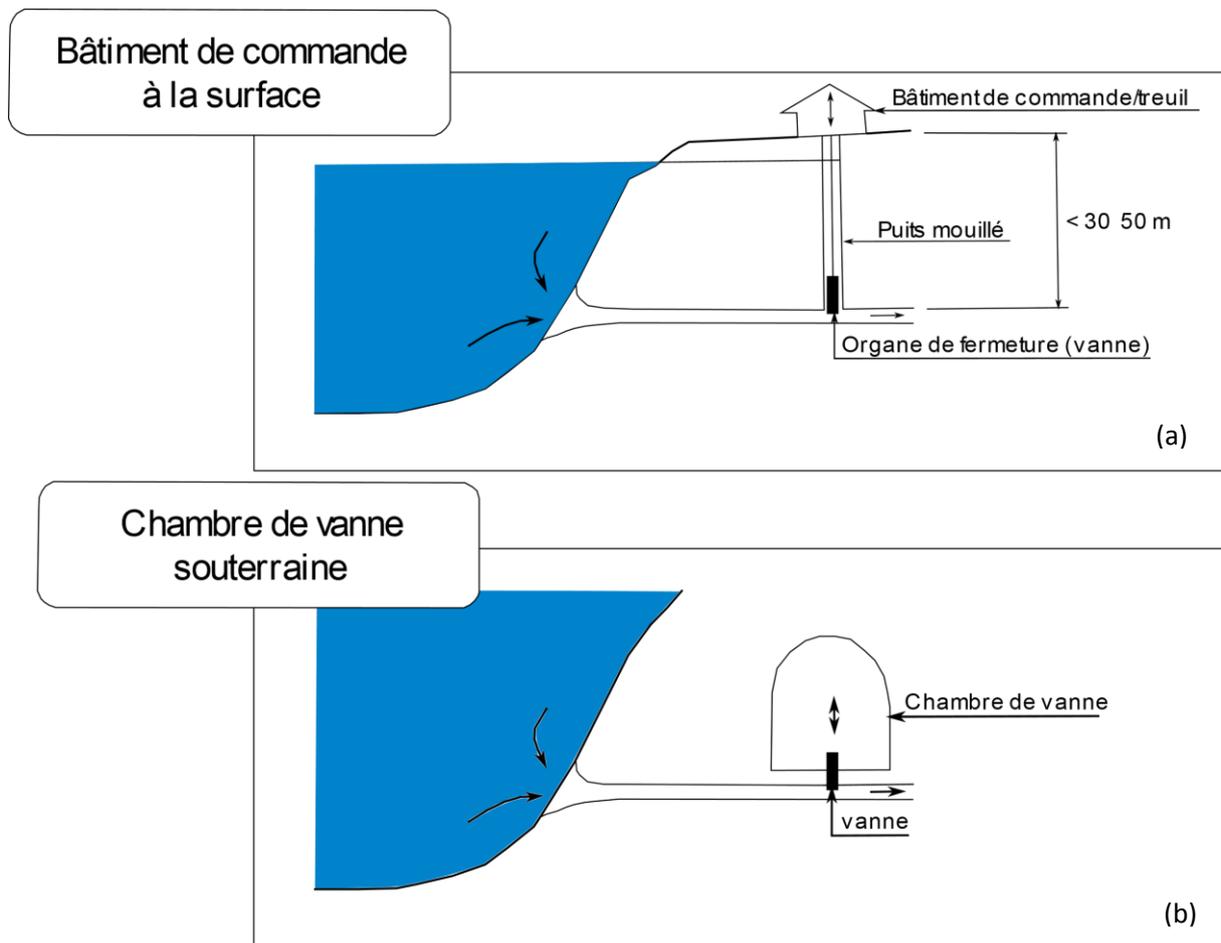


Figure 5. Schéma d'une prise d'eau installée dans la rive du réservoir avec (a) un bâtiment de commande et (b) une chambre de vanne

1.4.5.2.2. Prises indépendantes

Si on opte pour une prise indépendante, elle est généralement soit combinée avec un ouvrage appelé tour de prise d'eau (Figure 6) ou pas.

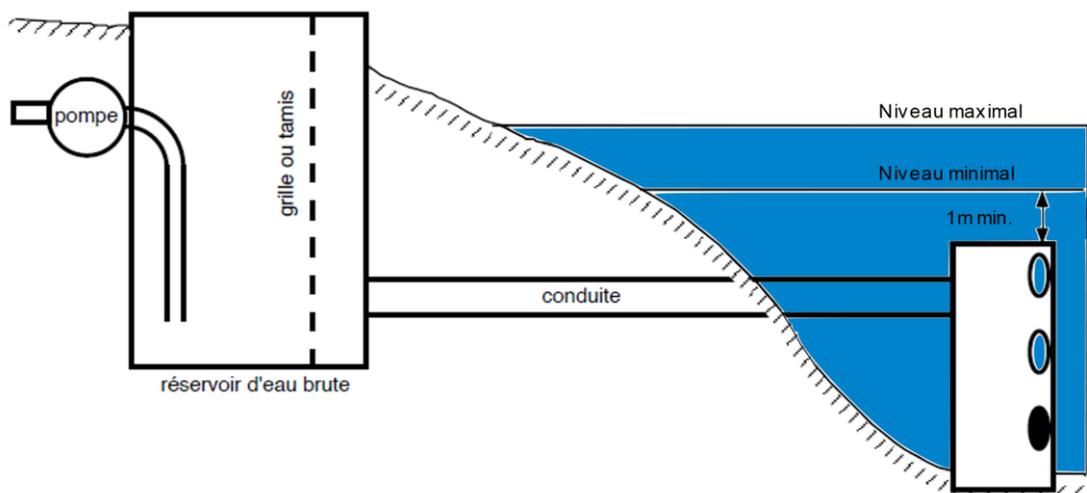


Figure 6. Schéma d'une tour de prise dans un réservoir

Dans le cas où le pertuis d'entrée n'est pas équipé d'une vanne de service ou de garde, la tour peut être supprimée (Figure 7). La prise peut alors être construite totalement noyée mais devient inaccessible. Le pertuis d'entrée doit alors être orienté verticalement pour éviter les vortex.

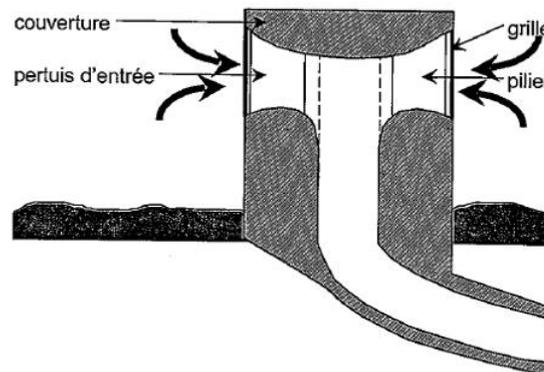


Figure 7. Schéma d'un pertuis (tirée de Schleiss 2008)

I.4.5.2.3. Prises combinées avec le barrage

La prise d'eau d'une retenue peut facilement être conçue dans la structure. Dans le cas des barrages minces, la prise d'eau est placée dans une structure supplémentaire du barrage.

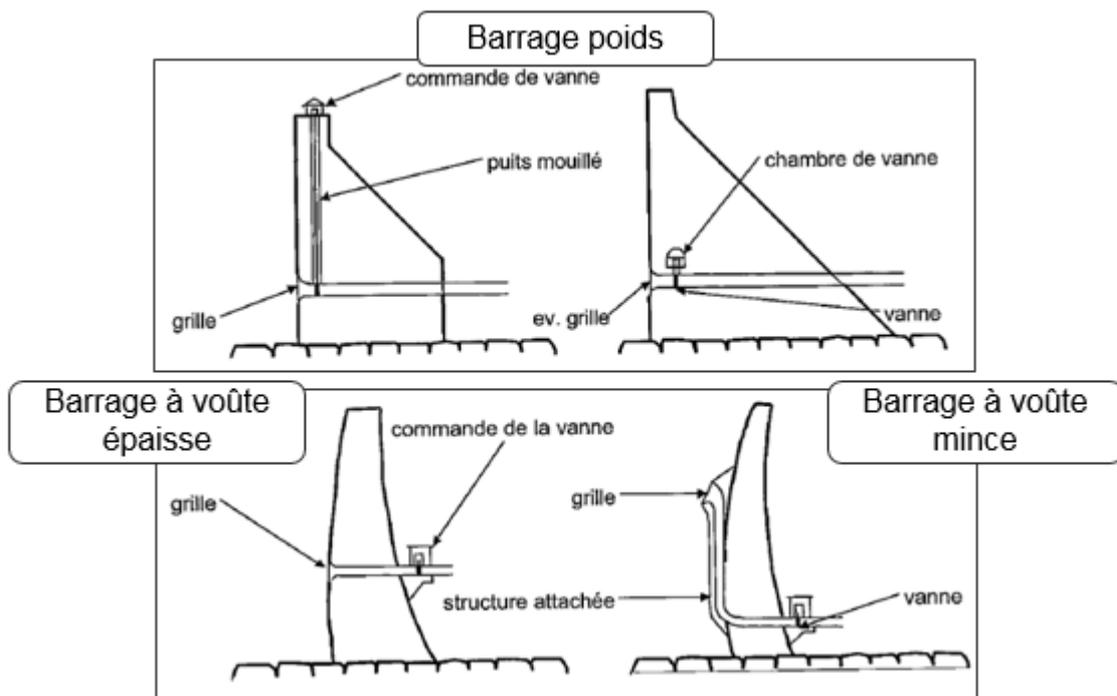


Figure 8. Schéma d'une installation de prise d'eau combinée avec différents types de barrage

I.4.6. Dimensionnement d'une prise d'eau

Dans les écoulements sous pression, on dimensionne l'ouvrage de prise d'eau pour que la charge hydraulique puisse supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits

nécessaires. C'est pourquoi, il est nécessaire d'effectuer une étude de ces pertes. En générale dans les écoulements forcés, on utilisera des conduites de section circulaire.

En considérant l'équation de Bernoulli :

$$H_t = \frac{V_1^2}{2g} + \sum J \quad (1)$$

$\frac{V_1^2}{2g} = h_v$: Charge produite pour la vitesse de sortie [m].

H_t : Charge totale disponible pour supporter toutes les pertes de charges et évacuer le débit nécessaire [m^3/s]. La charge est mesurée depuis la surface de l'eau dans le barrage jusqu'au niveau d'eau à la décharge.

V_1 : Vitesse de l'eau à la sortie $V_1 = \frac{Q}{A}$

Q : Débit de projet [m^3/s].

A : Surface de la section [m^2] $A = \frac{\pi D^2}{4}$

D : Diamètre de la conduite [m].

$\sum J$: Somme des pertes de charge dans le système [m].

$\sum J = J_t + J_e + J_f + J_B + J_c + J_g + J_{ex} + J_s$

J_t : Pertes de charge dans les grilles [m].

J_e : Pertes de charge à l'entrée [m].

J_f : Pertes de charge par frottement dans des tronçons droits [m].

J_B : Pertes de charge par les changements de direction [m].

J_c : Pertes de charge par rétrécissement [m].

J_g : Pertes de charge dans les vannes [m].

J_{ex} : Pertes de charge par élargissement [m].

J_s : Pertes de charge à la sortie [m].

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille.

Le but du dimensionnement est de trouver une géométrie idéale pour que :

- Les pressions soient positives en tout point

- Les pertes de charge soient petites
- L'écoulement reste potentiel (pas de turbulences)
- L'écoulement ne provoque pas de vibrations des grilles ou des vannes
- Dans le cas où la prise alimente une centrale hydroélectrique, la vitesse à l'entrée de la prise est limitée entre 0.5 et 1 m/s

I.5. Eaux souterraines

Il est convenu qu'une partie des eaux de précipitation ruissellent à la surface des continents pour former les cours d'eau, alors qu'une autre partie s'infiltré dans le sol perméable pour donner ce qu'on appelle les eaux souterraines. Ces dernières constituent alors une nappe aquifère ou phréatique, contenant de l'eau en quantités exploitables.

Contrairement à la croyance souvent répandue que ces eaux sont stockées dans des sortes de rivières ou de grands lacs souterrains, les eaux souterraines sont contenues dans les pores des sédiments ou des roches.

Les eaux souterraines qu'on capte, sont souvent à l'abri de toute pollution et on peut les distribuer et les consommer sans aucun traitement sauf désinfection ou les faire subir un traitement pour réduire la concentration de certaines substances chimiques (Figure 9). Normalement, pendant son cheminement dans le sol, avant qu'elle n'atteigne la nappe phréatique, l'eau bénéficie d'un traitement naturel (la percolation) qui donne aux eaux souterraines la bonne qualité. Cependant, il y a le risque de contamination si les points de captage ne sont pas suffisamment éloignés de la source de pollution.

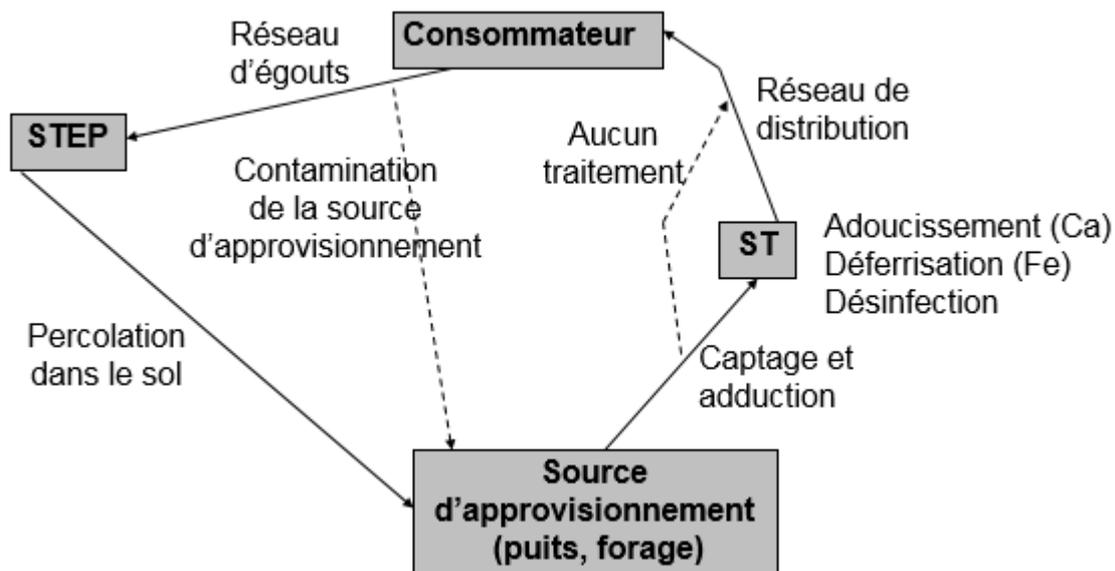


Figure 9. Cycle d'utilisation des eaux souterraines

Les eaux souterraines peuvent être captées à partir d'une source (endroit où une nappe d'eau sort du sol toute seule) ou de la nappe elle-même.

I.5.1. Type de sources

On peut distinguer trois types de sources : les sources d'affleurement, de déversement et d'émergence.

I.5.1.1. Source d'affleurement

Une vallée ouverte dans une formation perméable (calcaire fissuré ou sable) dont le fond est imperméable (ou peu perméable), présente en général sur ses flancs, une ligne de sources au contact de l'imperméable. Il est à noter qu'il peut y avoir qu'une source unique.

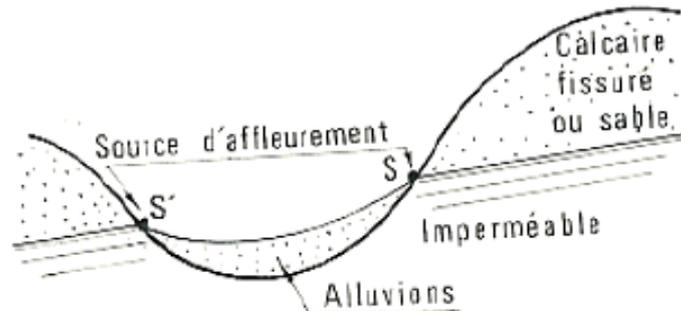


Figure 10. Source d'affleurement (tirée de Dupont 1978)

I.5.1.2. Source de déversement

Lorsque la couche imperméable vient recouper la surface du sol ce qui arrive souvent à flanc de coteau.

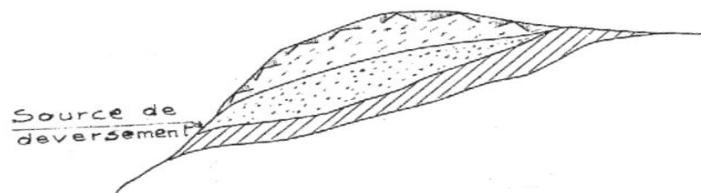


Figure 11. Source de déversement (tirée de Dupont 1978)

I.5.1.3. Sources d'émergence

Si la couche imperméable reste sensiblement parallèle à la surface du sol si celle-ci présente une brusque dépression, l'eau sortira dans le fond ainsi créé.

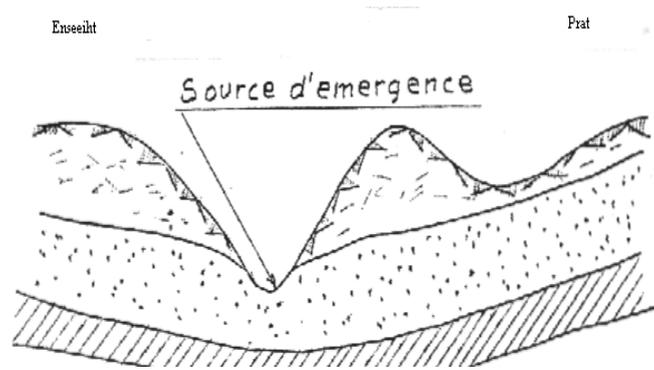


Figure 12. Source d'émergence (tirée de Dupont 1978)

I.5.2. Types de nappes

I.5.2.1. Nappes phréatiques (ou nappes de surface)

Elles sont à moins de 50 mètres de profondeurs et généralement séparées de la surface par quelques couches de terrains perméables. Selon les régions, la profondeur varie de quelques mètres à 20 ou 30 mètres. Ces nappes sont alimentées principalement par infiltration à partir de la surface ou par écoulement souterrain

I.5.2.2. Nappes profondes (ou nappes captives)

Leurs gisements sont situés à plus de 50 mètres de profondeur et parfois même à plus de 2500 m de profondeur. Ces nappes sont alimentées principalement par écoulement souterrain.

I.5.2.3. La nappe artésienne

Zone d'une nappe captive dont la surface piézométrique est au-dessus du sol. L'eau jaillit naturellement.

I.5.3. Notions hydrogéologiques

Dans le but de comprendre les mécanismes des prises d'eau souterraine, il est primordial d'avoir quelques notions hydrogéologiques qui vont être rappelées brièvement au-dessous.

I.5.3.1. Expérience de Darcy

Darcy a étudié la quantité d'eau transmise au travers d'un échantillon de matériau poreux contenu dans une colonne (de section A et de longueur L) et soumis à une charge hydraulique constante (H). Il a ainsi déterminé que le débit Q à la base de la colonne était proportionnel à la section de la colonne, à la hauteur de la charge hydraulique, inversement proportionnel à la longueur de matériau traversé et fonction d'un coefficient K caractéristique de ce même matériau filtrant.

I.5.3.2. Porosité

Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides sur le volume total en pourcentage

$$Porosité = \frac{V_{vide}}{V_{total}} * 100 \quad (2)$$

La porosité dépend principalement de :

- La forme des grains : sphériques, allongés, angulaires ;
- La distribution des tailles ;
- L'intensité de la cimentation de la roche

I.5.3.3. Perméabilité intrinsèque (k)

La perméabilité est la capacité d'une roche à transmettre un fluide. Les facteurs intervenants sont fonction de la grosseur des pores et de la distribution des différentes grosseurs, de la tortuosité des pores par rapport à un écoulement droit, et finalement de la texture du sol.

Tandis que la porosité décrit les espaces dans lesquels le fluide peut se déplacer, la perméabilité intrinsèque (k) et la conductivité hydraulique (K) décrivent la facilité qu'a un fluide de se déplacer dans une formation. Son unité est le m².

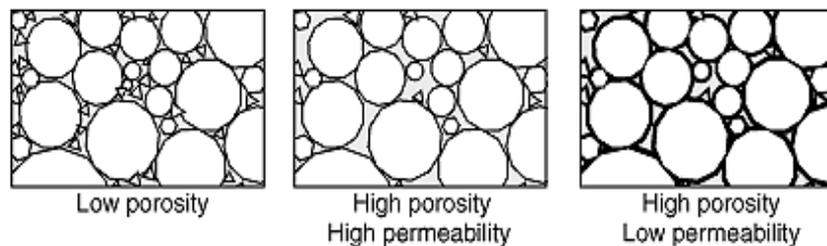


Figure 13. Relation porosité - perméabilité

La porosité et la perméabilité ne sont pas reliées directement (voir Figure 13). Les argiles peuvent avoir une porosité élevée (30 à 80%) mais des perméabilités très faibles. Le sable a une porosité plus faible (30 à 40%) mais une perméabilité forte.

I.5.3.4. Conductivité hydraulique (K)

La conductivité hydraulique, K, est reliée de manière étroite à la perméabilité. Contrairement à la perméabilité qui n'est fonction que de la roche, la conductivité hydraulique dépend à la fois de la roche et du fluide qui y circule.

$$K = k\rho g / \mu \quad [m/s] \quad (3)$$

ρ : masse volumique du fluide [kg/m³]

g : constante de la gravité [m/s²]

μ : viscosité dynamique du fluide [Pa.s]

I.5.3.5. Coefficient d'emmagasinement (S)

Représente la capacité à libérer de l'eau sous l'effet d'un abaissement de la charge hydraulique.

Coefficient d'emmagasinement S_s , donne le volume d'eau libéré par un volume unitaire de matériau pour une baisse unitaire de charge hydraulique.

I.5.4. Captage de l'eau de source

La définition simple d'une source est la suivante : endroit où une nappe d'eau sort du sol toute seule. Cette eau est souvent bonne à boire. Cependant, cette eau peut être polluée à sa sortie du sol et c'est à cet effet qu'il est recommandé d'aménager la source afin d'éviter un tel danger.

L'avantage de l'aménagement d'une source ne se limite pas à la préserver de la pollution mais aussi faciliter son accès et l'assurance d'un bon débit, qui peut même être augmenter.

Quelques risques peuvent être encourus lors du captage et après le captage.

Lors du captage :

- Risque de détournement de la source.
- Une sensibilité accrue aux pollutions.
- Une mauvaise assimilation sociale.

Après le captage :

- Colmatage du captage.
- Dégradation des ouvrages par :
 - Manque d'organisation sociale
 - Mauvaise conception technique
 - Mauvaise organisation spatiale

On peut voir un exemple d'aménagement d'une source avant et après captage dans la (Figure 14). Aussi, quelques considérations par rapport à la protection de la source dans la (Figure 15).

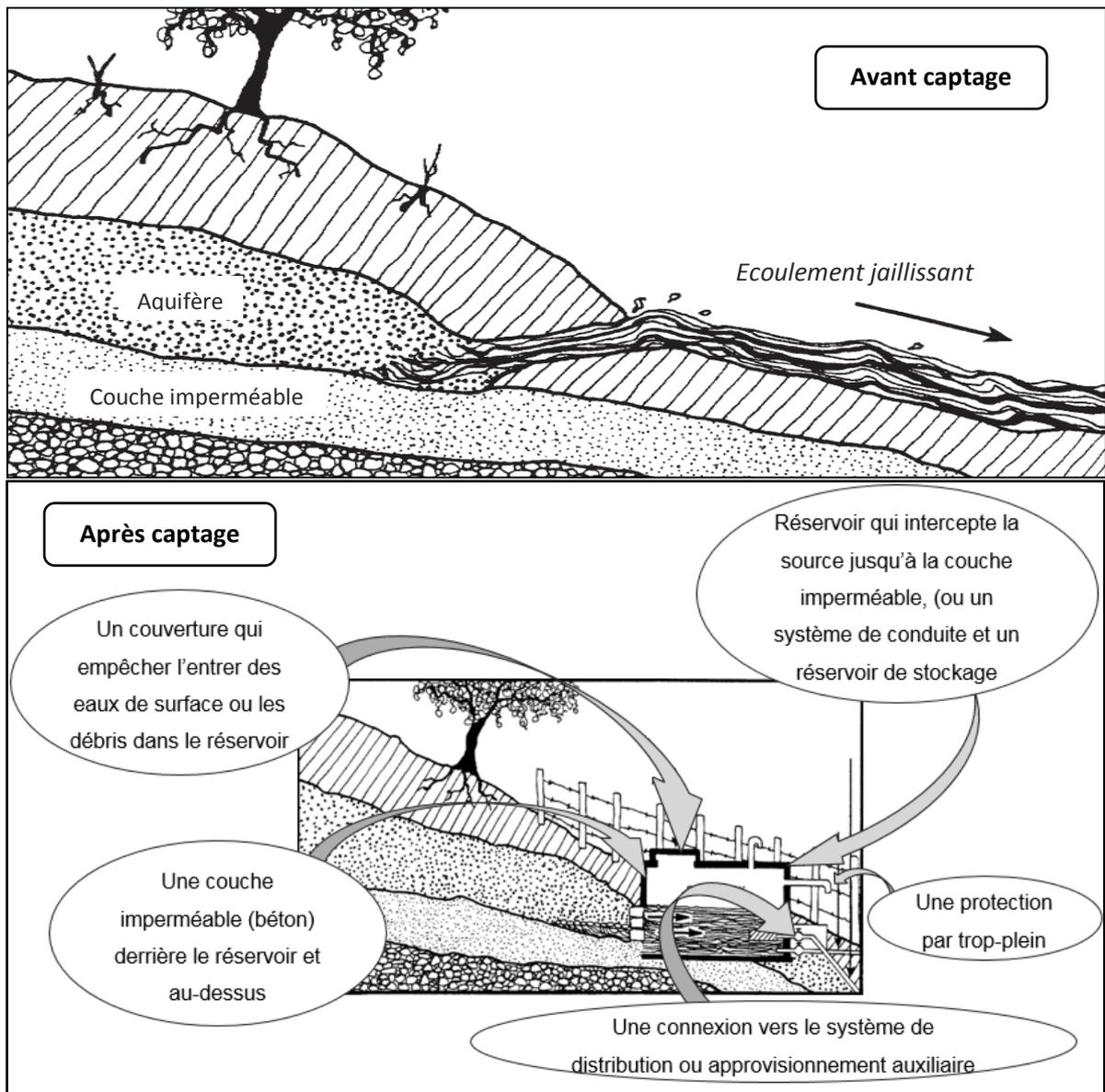


Figure 14. Aménagement d'une source avant et après captage

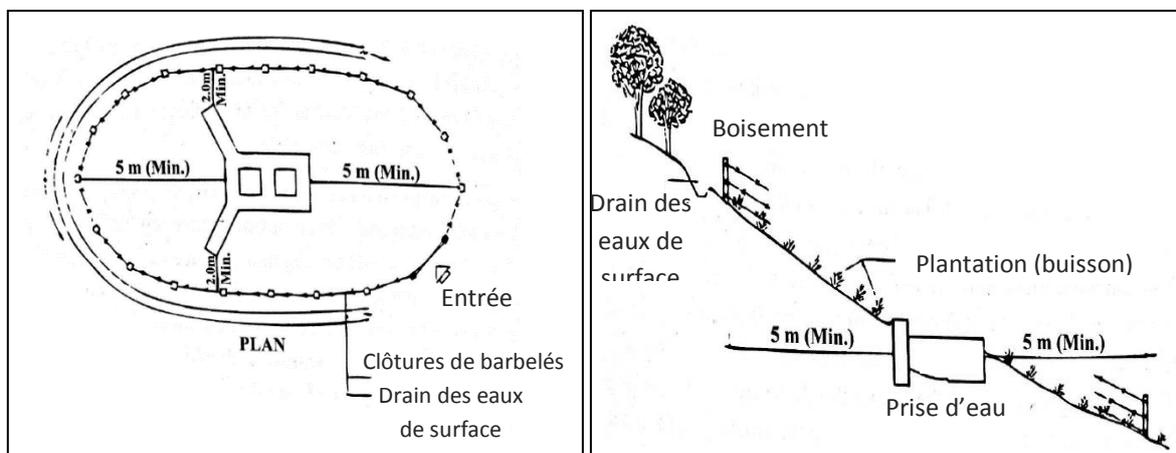


Figure 15. Protection de l'ouvrage de captage d'une source (tirée de Abhash 2004)

I.5.5. Captage des eaux souterraines

Contrairement aux eaux des sources, les eaux des nappes nécessitent un pompage pour leurs exploitations.

Les ouvrages de captage des eaux souterraines :

Puits : diamètre important et faible profondeur.

Forage : faible diamètre et profondeur élevée.

Afin de projeter un puits ou un forage pour satisfaire la demande en eau, des essais de pompage doivent être effectués pour prendre connaissance sur les caractéristiques de l'ouvrage en lui-même (essai de puits) mais aussi de l'aquifère (essai de nappe).

Les captages des eaux souterraines peuvent être installés :

- dans les sables et graviers.
- dans les terrains fissurés
- en Profondeur

I.5.5.1. Captage dans les sables et graviers

Dans ce genre de captage, on trouve trois types d'ouvrage :

- Puits verticaux
- Drains horizontaux
- Puits à drains rayonnants

I.5.5.1.1. Captage par puits verticaux

Ce type de puits est le plus commun, il est alimenté par sa périphérie dans toute l'épaisseur de la nappe aquifère. Le diamètre d'excavation est compris entre 1.8m dans les alluvions et 2.5m dans les formations plus fines (ex. sable de dunes).

Les puits verticaux sont constitués d'un avant puits constitué de cuvelage cylindrique et des dalles en béton armé, et une partie captante contenant un massif de graviers et des buses captantes (Figure 16).

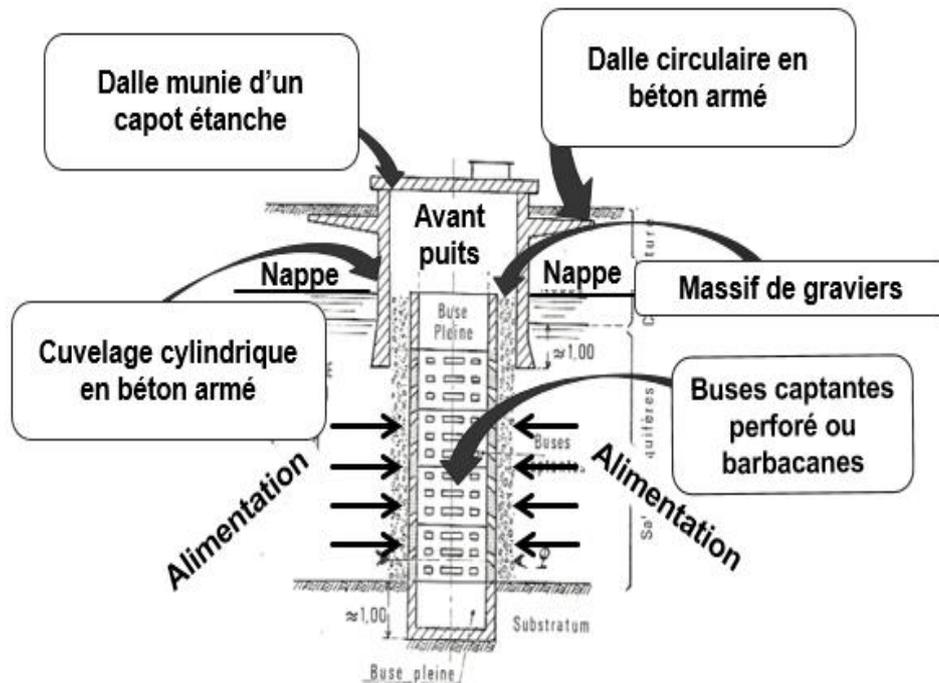


Figure 16. Constitution d'un puits verticale

La construction des puits verticaux est une opération délicate qui doit être exécuté rationnellement, elle passe par différentes phases (Figure 17) :

- 1- Fonçage du cuvelage qui va descendre par son propre poids lors de l'extraction de la terre (par benne), jusqu'en dessous du niveau statique de la nappe.
- 2- Des viroles pleines en tôle d'acier sont ensuite insérées et foncées par le même procédé (extraction de la terre).
- 3- La colonne de buses captantes est assemblée à terre, puis est descendue à l'intérieur du tubage.
- 4- Procéder au gravillonnage sous l'eau de l'espace annulaire compris entre le tubage et la colonne captantes, pendant que, progressivement, le tubage est arraché.

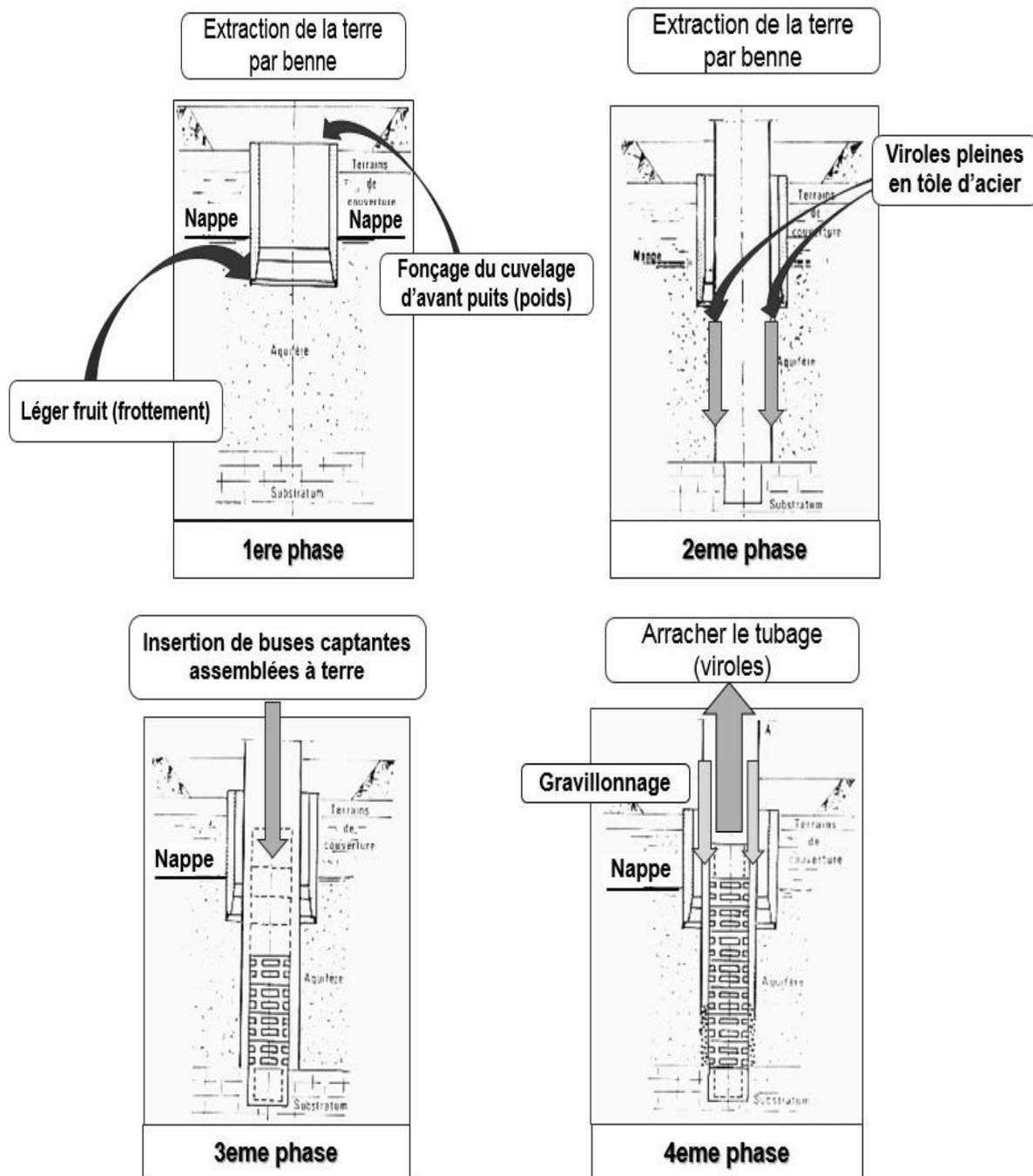


Figure 17. Etape de construction d'un puits verticale

I.5.5.1.2. Captage par drains horizontaux

Les drains horizontaux sont utilisés lorsque la nappe est : peu profonde, puissante, non sujette à de grande variation de hauteur. Leur principe de fonctionnement, les drains comportent comme les puits verticaux, des parois captantes entourées de graviers. Les drains ont un profil présentant une légère pente vers un ouvrage d'extrémité étanche où sont aménagés les appareils de pompage (Figure 18). Leurs diamètres intérieurs vont de 0.8 jusqu'à 1.5 m et leurs longueurs et en fonction du débit (peuvent dépassés les 100m).

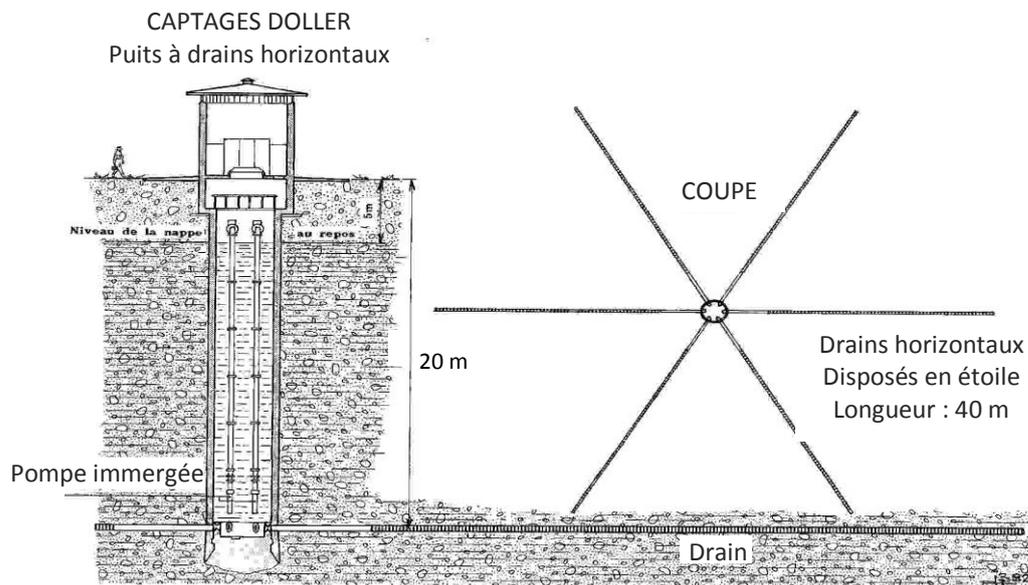


Figure 18. Schéma type d'un drain horizontal (tirée de Dupont 1978)

Les drains sont constitués d'une suite d'éléments en béton armé solidaires ayant des barbicanes pour capter les eaux, une semelle en béton pour faciliter la mise en place et assurer la pente voulue et enfin un courroi d'argile pour l'isolation contre les infiltrations de surface.

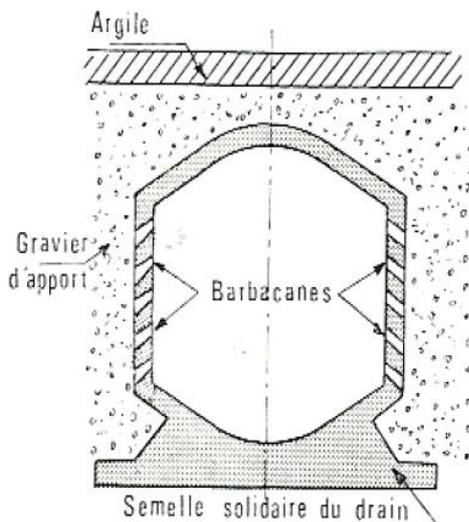


Figure 19. Coupe type d'un drain captant (tirée de Dupont 1978)

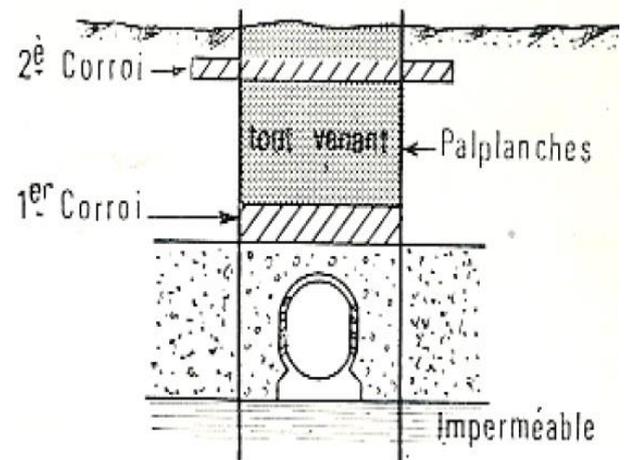


Figure 20. Mise en place d'un drain (tirée de Dupont 1978)

Le procédé peut être suivi comme suite :

- Battage de deux rideaux de palplanches qui s'encastrent dans le terrain imperméable pour pouvoir résister aux poussées, lorsque l'espace compris entre les rideaux aura été dégarni.
- Enlèvement à la pelle des matériaux entre les rideaux.
- Mise en place du drain
- Gravillonnage et arrachage progressif des palplanches

- Exécution du premier corroi
- Remblaiement en tout-venant avec arrachage concomitant des palplanches
- Exécution d'un deuxième corroi débordant largement le drain.

1.5.5.1.3. Captage par puits à drains rayonnants

La technique consiste à capter l'eau au moyen de drains horizontaux forcés à partir d'un puits vertical qui, lui, n'est pas captant, mais joue le rôle de collecteur de l'eau des drains (Figure 21).

Le diamètre du puits central va de 4 m jusqu'à 6 m pour les grandes profondeurs. Ces grandes dimensions sont nécessaires pour le fonçage des drains dont le diamètre est de 0.2 m environ et la longueur jusqu'à 80 m. L'extrémité du premier tronçon du drain est munie d'une pointe renforcée. Cette pointe est enfoncée au moyen de deux puissants vérins hydrauliques prenant appui sur les parois du puits.

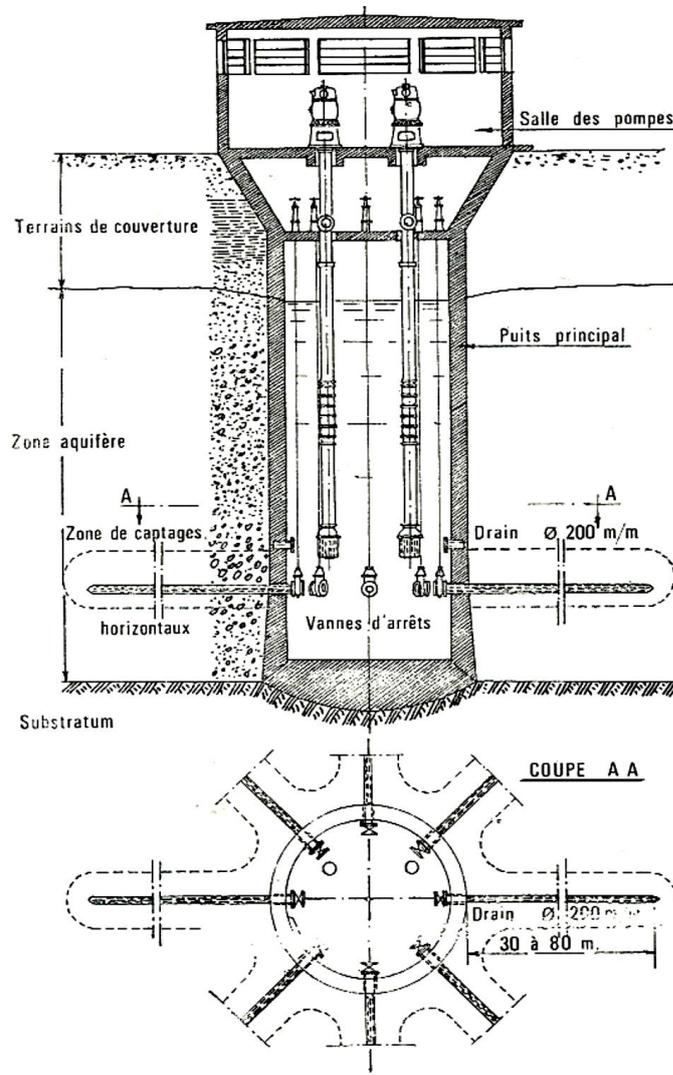


Figure 21. Schéma type d'un drain rayonnant (tirée de Dupont 1978)

I.5.5.2. Captage dans les terrains fissurés

Ce genre d'ouvrage peut être conçu exactement de la même façon des puits de captages dans les terrains meubles. La difficulté réside dans le fait que l'ouvrage peut ne recouper que de la craie compact (débit médiocre ou nul). Pour permettre d'avoir des chances de rencontrer le maximum de fissures, une projection d'un grand diamètre est recommandée.

I.5.5.3. Captage profond

Lorsqu'une nappe est repérée à une profondeur importante, on a recours aux forages. Ces derniers diffèrent des puits par :

- Leurs dimensions : plus petit diamètre et plus grande profondeur.
- Entreprise de construction : les puisatiers pour les puits et les foreurs pour les forages. Leurs matériels sont complètement différents.

Avec le développement des techniques de forage, on peut atteindre des profondeurs de 4000 m, mais ce chiffre est atteint lorsqu'il s'agit du domaine de pétrole, pas pour l'eau profonde.

Toute action de foration entreprise sur un gisement d'eau minérale doit s'accompagner d'une réflexion préalable sur :

- La mise en œuvre de la technique de foration la plus appropriée ;
- La réalisation d'un suivi technique adapté ;
- La mobilisation d'une entreprise de forage qualifiée pour le type de forage envisagé.

I.5.5.4. Méthode de forages

Il existe de nombreuses méthodes de foration dont la mise en œuvre dépend de paramètres très divers. On dénombre plusieurs méthodes de forage dont les plus commun sont :

I.5.5.4.1. Forage par percussion (par battage)

Ce procédé est utilisé pour les faibles profondeurs et les gros diamètres. Un trépan est soulevé puis lâché brutalement sur la roche qu'il désagrège. La hauteur et la fréquence de chute varient selon la dureté des formations.

On distingue deux types de battages : le battage au treuil et le battage au câble (Figure 22). Cette dernière méthode est la plus courante. Le trépan est suspendu à un câble qui est alternativement tendu et relâché. Les mouvements sont rapides et le travail de l'outil se fait plus par un effet de martèlement dû à l'énergie cinétique que par un effet de poids comme pour le battage au treuil. Un émerillon permet au trépan de pivoter automatiquement sur lui-même à chaque coup. L'extraction des débris se fait avec un outil appelé soupape soit à clapet, soit à boulet.

(a) Avantages

- Procédé simple et relativement peu coûteux.
- Il ne nécessite pas de fluide de forage (boues), donc pas de risque de pollution de la nappe.

- Le trépan peut être rechargé, reforcé et affûté sur le chantier.
- Les résultats sont très bons dans les terrains fissurés.

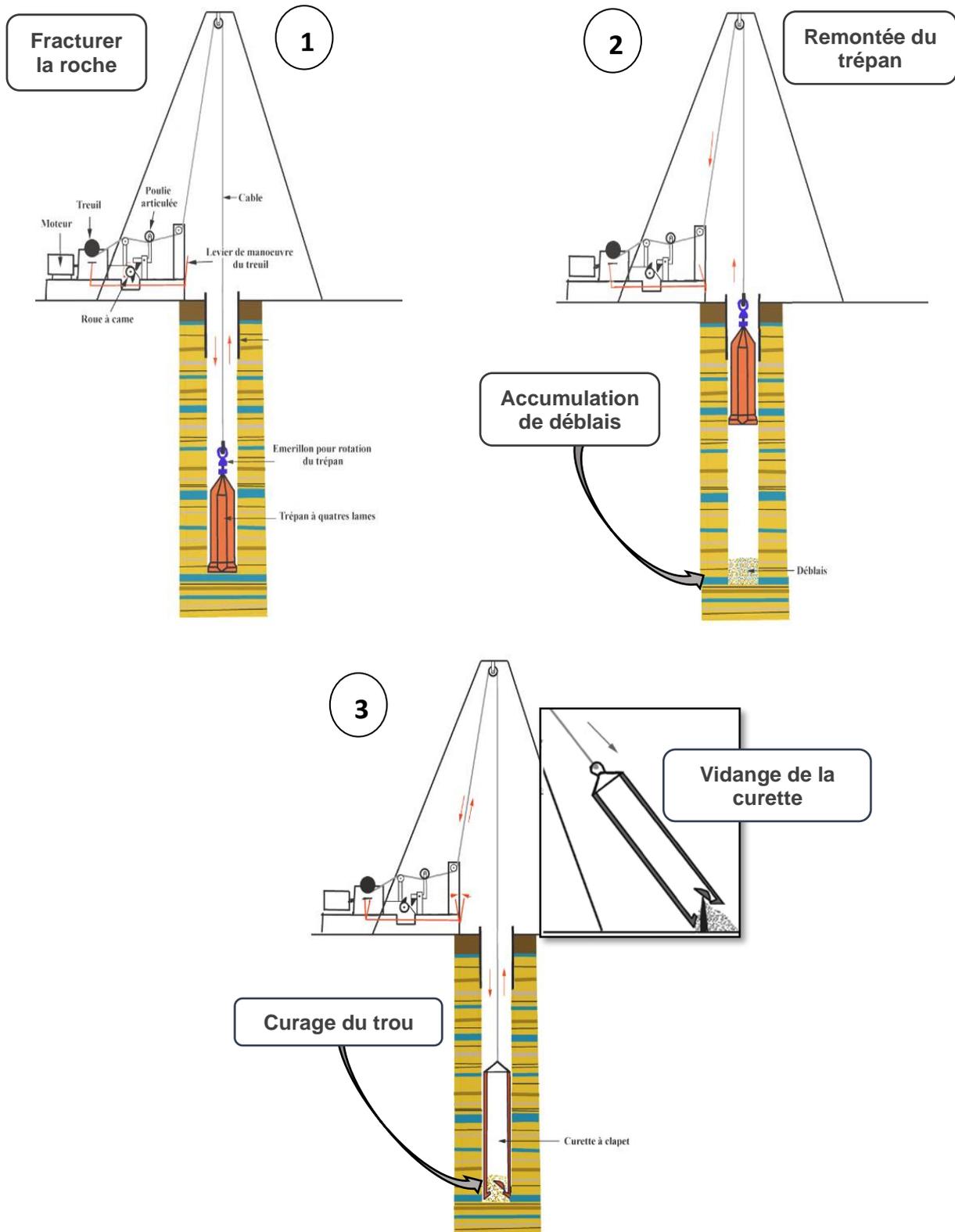


Figure 22. Principe de forage par percussion au câble

(b) Inconvénients

- Vitesse d'avancement assez faible induisant un coût (suivi travaux) en proportion.
- Méthode peu adaptée dans les terrain plastiques ou bouillants dans lesquels le tubage à l'avancement est nécessaire.
- Difficultés pour équilibrer des venues d'eau artésiennes jaillissantes.
- Absence d'information sur les niveaux producteurs (qualité – production).

I.5.5.4.2. Forage au rotary

La méthode de foration rotary utilise un outil (trépan) monté au bout d'une ligne de sonde (tiges vissées les unes aux autres), animé d'un mouvement de rotation de vitesse variable et d'un mouvement de translation verticale sous l'effet d'une partie du poids de la ligne de sonde ou d'une pression hydraulique.

Le mouvement de rotation est imprimé au train de tiges et à l'outil par un moteur situé sur la machine de forage en tête de puits. Les tiges sont creuses et permettent l'injection de boue au fond du forage.

Les outils utilisés en rotation sont des trépan de plusieurs types en fonction de la dureté des terrains rencontrés (outils à lames, outils à pastilles, molettes ou tricône, outils diamantés ou à carbures métalliques).

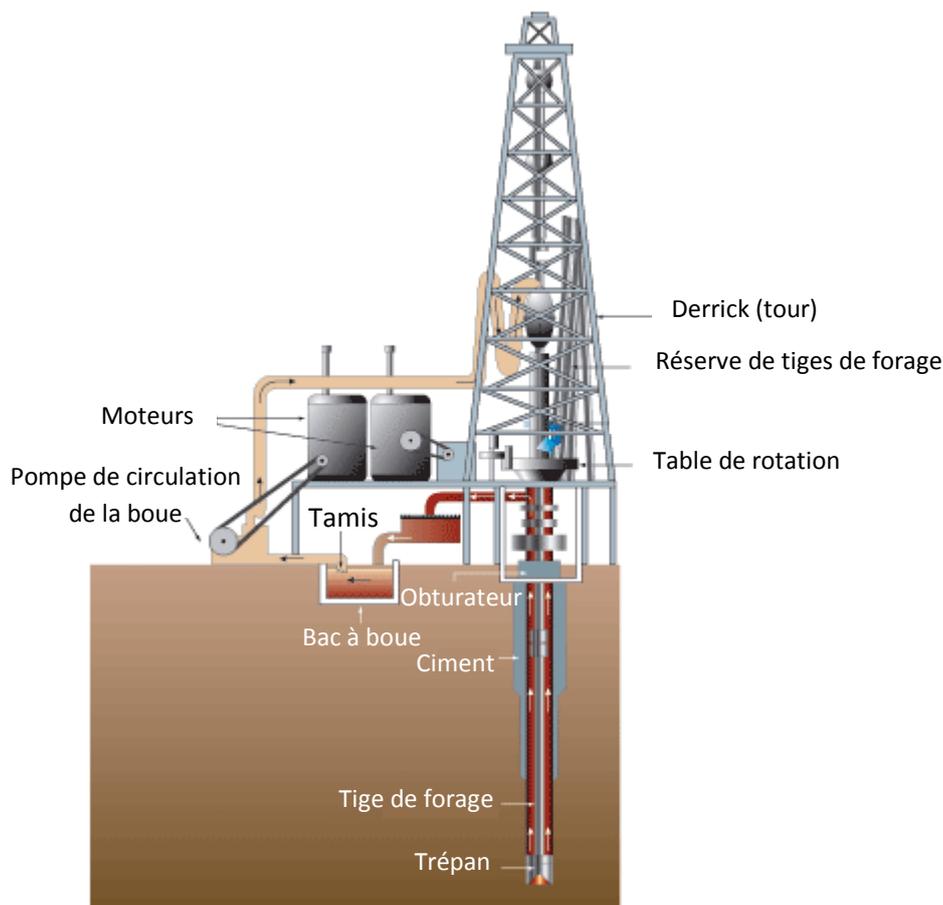


Figure 23. Dispositif schématique d'un atelier de forage rotary

Le forage rotary nécessite l'emploi d'un fluide de forage préparé sur le chantier. Dans le cas de la circulation directe, le fluide est injecté en continu sous pression dans les tiges creuses de la ligne de sonde, il sort par les événements de l'outils et remonte à la surface dans l'espace annulaire (entre les tiges et les parois du trou).

(a) *Avantages*

- La profondeur du forage peut être très importante, la foration n'est pas perturbée par les terrains peu stables ou plastiques, sous réserve de l'utilisation d'un fluide de forage adapté.
- Ce système permet un bon contrôle des paramètres de forage (poids de l'outil, vitesse de rotation, qualité de la boue, débit d'injection de la boue) en fonction des terrains à traverser.
- Le forage au rotary entraîne une consolidation des parois en terrains meubles par dépôt d'un cake.

(b) *Inconvénients*

- Nécessité d'un fluide de forage qui ne permet pas d'observation directe de la qualité des eaux des formations traversées.
- Colmatage possible des formations aquifères par utilisation de certaines boues (bentonite).

I.5.5.5. Construction d'un forage

Les difficultés d'exécution d'un forage croissent généralement avec la profondeur. Au départ, le diamètre est le plus grand possible, compte tenu du matériel dont on dispose, pour achever avec un diamètre compatible avec l'installation de la pompe de forage. Ce concept s'appelle un forage télescopique.

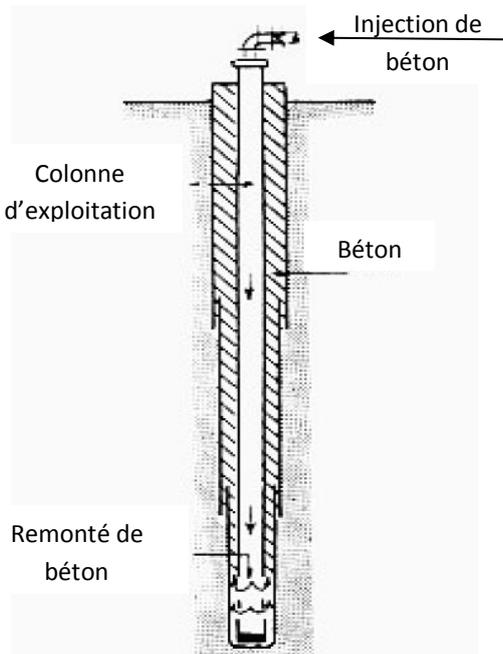


Figure 24. Injection du béton dans l'espace annulaire (tirée de Dupont 1978)

La procédure de forage se fait généralement comme suite :

- 1) Quand le forage a été exécuté sur une certaine hauteur, les terres, qui se tenaient grâce à l'injection d'eau boueuse, sont maintenues alors par un tubage qui descend jusqu'au-dessus de la couche aquifère.
- 2) Une colonne de diamètre uniforme (appelée colonne d'exploitation) qui comporte des tubes en acier manchonnés vissés est alors insérée à l'intérieur de l'ensemble télescopique.
- 3) Procéder ensuite à la cimentation de l'espace annulaire (poussé par injection) compris entre la colonne d'exploitation et les tubages télescopiques. La base de la colonne doit être obturée provisoirement par des tampons de bois et comporte de larges ouvertures près de son pied, laissant passer le mortier de ciment qui remonte du bas vers le haut.
- 4) Poursuivre le forage dans la couche aquifère après avoir percé les tampons de base jusqu'à atteindre la cote voulue.
- 5) Mise en place des buses captantes et gravillonnage tout autour.

CHAPITRE II
RESERVOIRS

CHAPITRE II

II.1.	Rôle des réservoirs	34
II.2.	Types de réservoir	35
II.3.	Emplacement géographique	36
II.4.	Altitude du réservoir.....	37
II.5.	Volume des réservoirs.....	38
II.5.1.	Calcul forfaitaire	38
II.5.2.	Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution	39
II.6.	Forme et type de réservoirs	41
II.7.	Considérations à prendre dans la projection des réservoirs	41
II.8.	Exploitation des réservoirs	42
II.9.	Interconnexion des réservoirs.....	42

II.1. Rôle des réservoirs

Les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production. Ce sont des régulateurs de débit entre le *régime d'adduction* (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le *régime de distribution* (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne.

Un réservoir est un aussi un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.

Les réservoirs peuvent aussi avoir des rôles de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement...etc.). Ils ont aussi des fonctions économiques, puisqu'ils permettent une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

II.2. Types de réservoir

Les types de réservoirs peuvent être définis :

- en fonction de leurs positions :
 - Réservoirs enterrés.
 - Réservoirs semi enterrés (Figure 25a).
 - Réservoirs surélevés (Figure 25b).

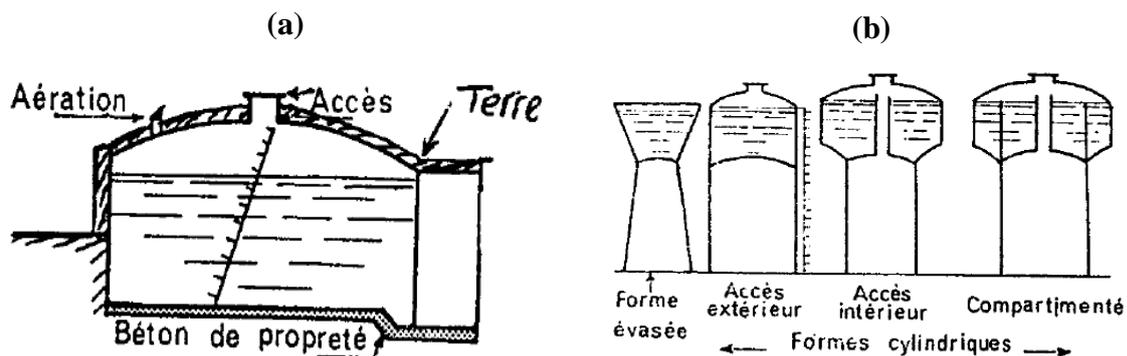


Figure 25. Schémas de réservoirs (a) semi enterrés et (b) surélevés (tirée de Dupont 1977)

- en fonction de la nature du matériau :
 - Réservoirs métalliques.
 - Réservoirs en maçonnerie.
 - Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- en fonction du réseau d'approvisionnement :
 - Réservoir de passage (placé entre le captage et le réseau de distribution)

- Réservoir d'équilibre (placé à la fin du réseau de distribution)

II.3. Emplacement géographique

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération).

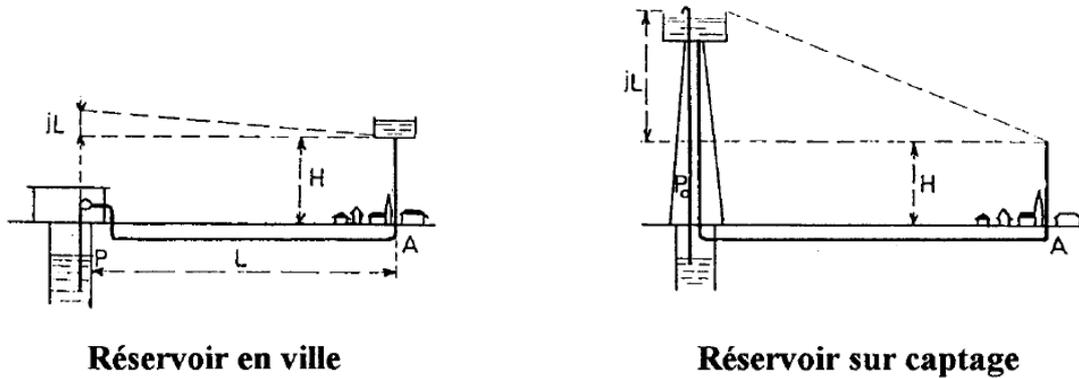


Figure 26. Emplacement optimal du réservoir (tirée de Dupont 1977)

La perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la côte du plan d'eau doit être élevée (énergie de pompage plus grande). La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier ce point de vue. Il faut généralement exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré (Figure 27), qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.



Figure 27. Deux cas d'intervention du relief dans l'emplacement du réservoir (tirée de Dupont 1977)

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée (Figure 28)

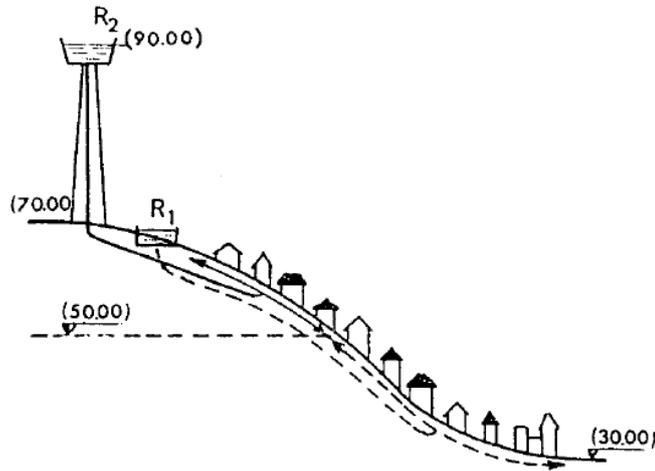


Figure 28. Description du principe de réservoirs étagés (tirée de Dupont 1977)

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action.

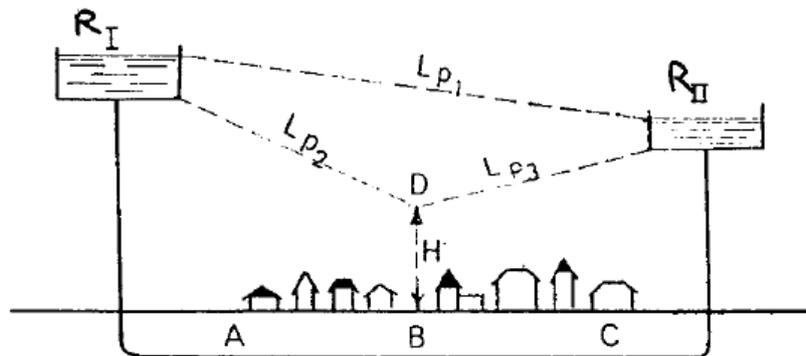


Figure 29. Schéma d'implantation d'un réservoir d'équilibre (tirée de Dupont 1977)

En fait, ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entreront les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir.

II.4. Altitude du réservoir

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante " H_{min} " en tout point du réseau de distribution, en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à H_{min} .

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la côte de radier du réservoir.

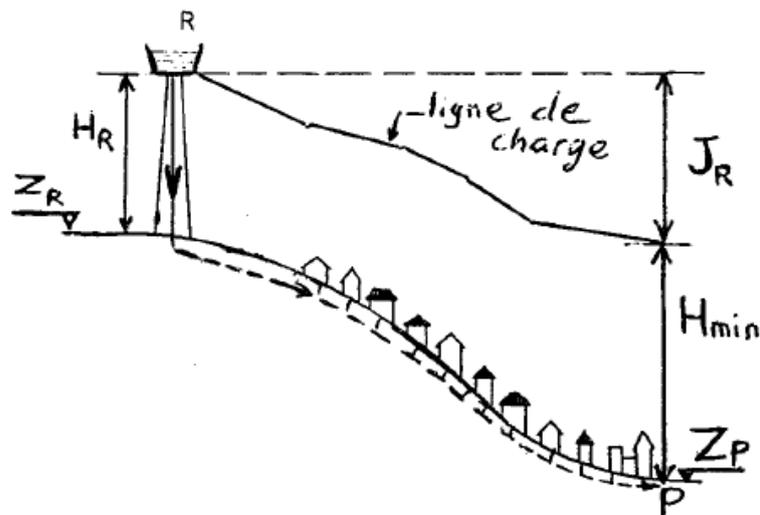


Figure 30. Principe de calcul des pressions dans une conduite alimentant une agglomération à partir d'un réservoir (tirée de Dupont 1977)

La valeur de cette côte et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé).

On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique).

Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations (supérieures à 40 m).

II.5. Volume des réservoirs

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

II.5.1. Calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
- 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine.
- 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

II.5.2. Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution

La capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage).

Le principe de calcul est simple :

- On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation.
- On trace ensuite la courbe $[V_a(t) - V_c(t)]$.

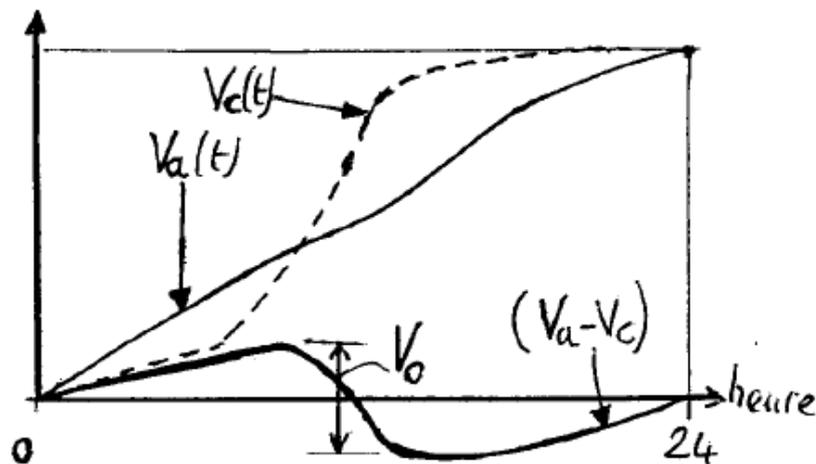


Figure 31. Démonstration de calcul du volume de réservoir (tirée de Dupont 1977)

Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_0 sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise, suppose que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui est très difficile surtout pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

La consommation horaire est très variable dans la journée selon le jour de la semaine (ex: jour de marché), la saison (ex : tourisme)...etc.

Compte tenu de ces maximums, certains auteurs ont recherché la répartition de cette consommation pendant la journée. Les résultats varient selon les agglomérations,

A titre indicatif, les chiffres suivants, en fonction du débit moyen (a) et valable pour une ville peu importante :

- De 6 h à 7 h a
- De 7 h à 11 h 3,5 a
- De 11 h à 16 h 0,4 a

- De 16 h à 18 h 2 a
- De 18 h à 22 h 0,5 a
- De 22 h à 6 h 0,125 a

Pour une ville plus importante, l'amplitude des variations serait plus atténuée, la pointe ne dépassant guère 2 à 2,5 a et le minimum étant, par contre, relevé.

On peut voir dans Les (Figure 7) deux exemples de calcul du volume de réservoir, un pour une adduction en continue (Figure 32) et une autre pour une adduction de nuit (Figure 33).

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment.

La réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250, 500, 1000, 1500, 2000, 3000, 5000, 7500, 10 000, 12 000, 15 000 et 20 000 m^3

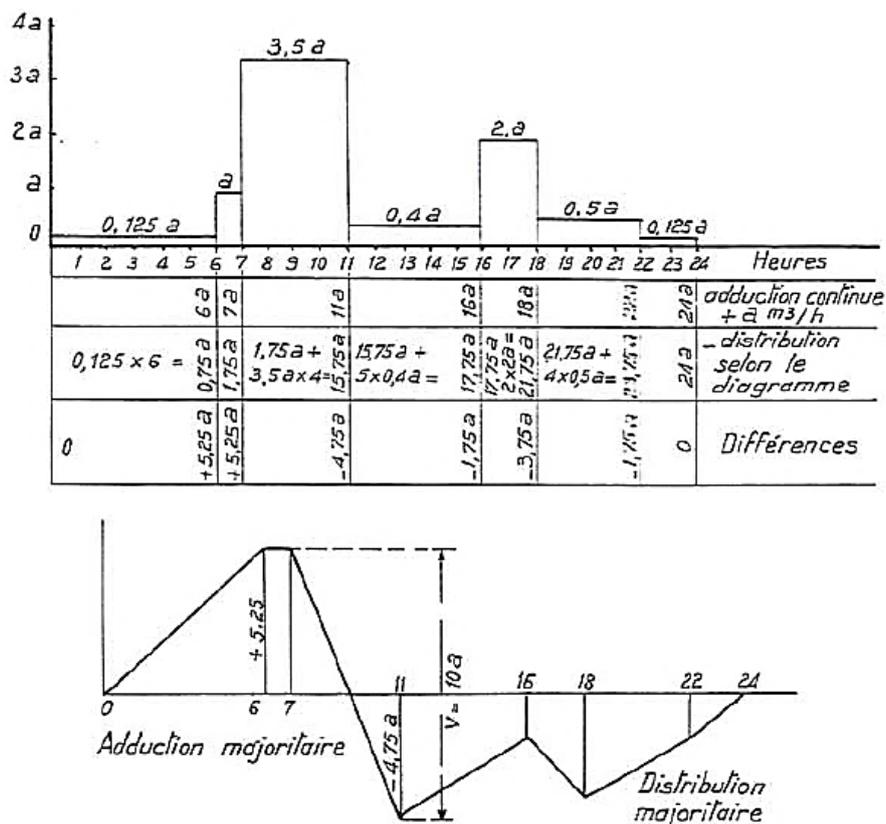


Figure 32. Exemples de calcul du volume de réservoirs avec un pompage en continu (24h)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	Heures
						144a				144a					144a		144a			144a		144a		24a	+adduction avec débit de 2,4 m ³ /h
					0,75a	1,75a				15,75a					17,75a		21,75a			23,75a		24a		24a	- distribution (comme dans le 1 ^{er} cas)
					+13,65	+12,65				-1,35					-3,35		-1,35			4,55		23,75a		0	Différences

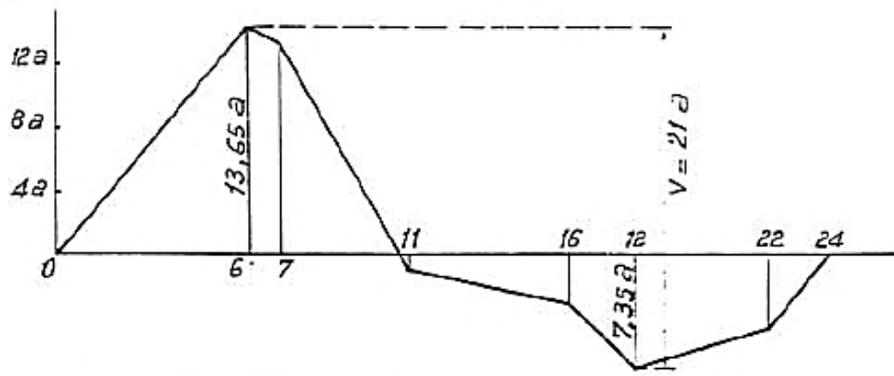


Figure 33. Exemples de calcul du volume de réservoirs avec un pompage de nuit (10/24h)

II.6. Forme et type de réservoirs

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire. En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

La hauteur d'eau (h_r) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m. Les hauteurs exagérées qui donneraient dans le réseau, des variations de pression trop grande, sont à éviter.

Dans les agglomérations importantes, les hauteurs peuvent présenter des hauteurs de l'ordre de 7 à 8 m et exceptionnellement 10 m.

II.7. Considérations à prendre dans la projection des réservoirs

Plusieurs considérations sont à prendre en considération pour la projection de réservoirs :

- L'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée)
- La sortie se fait par le bas du réservoir (à 0,2 m au-dessus du radier)
- Prévoir une charge minimale de 0,5 m au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation),
- Garder la réserve d'incendie toujours disponible
- Assurer un renouvellement continu des eaux

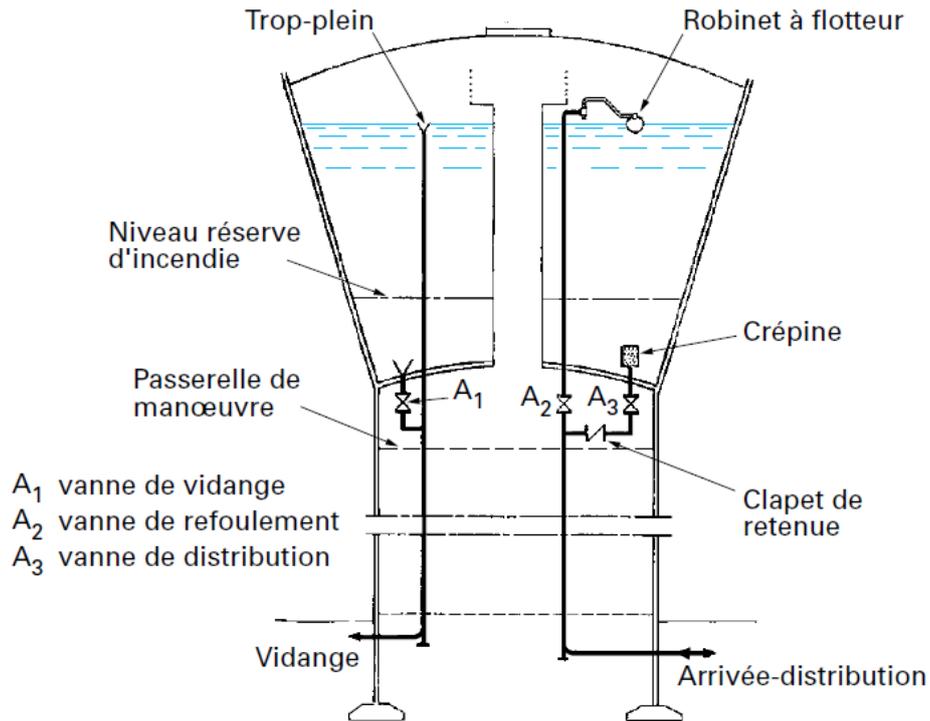


Figure 34. Schéma type d'un réservoir de stockage (tirée de Godart 2008)

II.8. Exploitation des réservoirs

Il est primordial d'effectuer des contrôles périodiques des réservoirs, à savoir :

- La qualité de l'eau
- L'étanchéité de la cuve
- Nettoyage
- Dépôt de matières solides
- Le bon fonctionnement des accessoires

II.9. Interconnexion des réservoirs

Ce problème illustre une situation courante qui se présente dans les systèmes de distribution d'eau potable.

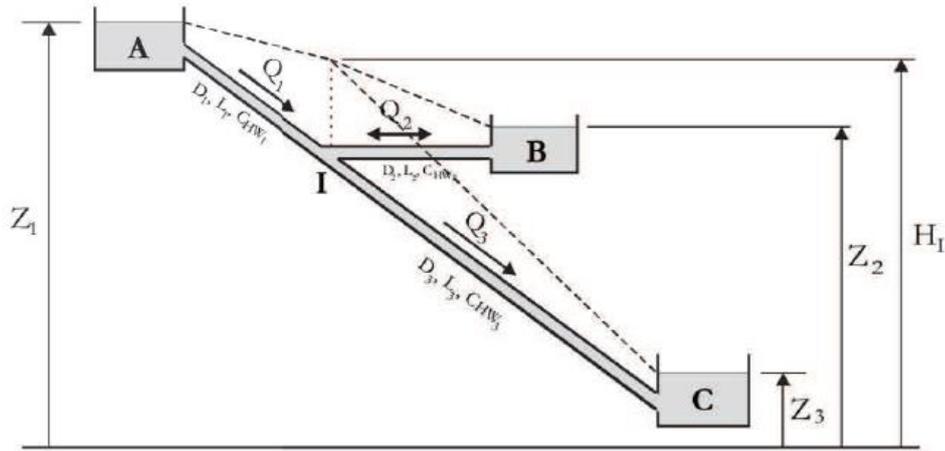


Figure 35. Disposition des réservoirs interconnectés (tirée de Bennis 2009)

La plupart des agglomérations possèdent un réservoir d'accumulation d'eau principale en A. Quand cette agglomération est assez étendue, elle possède un réservoir secondaire de soutien B. Le niveau du troisième réservoir C représente la pression résiduelle dans le réseau et le débit acheminé vers ce réservoir représente le débit de consommation.

On est intéressé à connaître les débits Q_1 , Q_2 et Q_3 dans les trois conduites, le sens de l'écoulement dans la conduite 2 étant a priori inconnu.

En dénotant par I le point de jonction entre les trois conduites, l'écoulement se fait donc soit de I vers B ou l'inverse, au gré de la demande

L'application de l'équation de Bernoulli entre la surface libre des trois réservoirs et le point I où l'énergie totale est désignée par H_I , donne :

$$Z_1 - H_I = L_1 \frac{10,675 Q_1^{1,852}}{C_{HW1}^{1,852} D_1^{4,87}} \quad (4)$$

$$H_I - Z_2 = L_2 \frac{10,675 Q_2^{1,852}}{C_{HW2}^{1,852} D_2^{4,87}} \quad (5)$$

$$H_I - Z_3 = L_3 \frac{10,675 Q_3^{1,852}}{C_{HW3}^{1,852} D_3^{4,87}} \quad (6)$$

Z : Côte piézométrique (m)

L : Longueur de la conduite (m)

C_{HW} : Coefficient de Hazen-Williams

Dans ces équations, on a supposé que l'écoulement se fait de I vers B. Dans le cas contraire, il faut remplacer le premier membre de l'équation (5) par son opposé.

C'est un système de trois équations avec quatre inconnues : Q_1 , Q_2 , Q_3 et H_I .

Pour résoudre ce système, il faut ajouter une quatrième équation qui traduit la conservation de la masse.

En supposant que l'écoulement se fait de I vers B :

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad (7)$$

Ou dans le cas où l'écoulement se fait de B vers I :

$$Q_1 + Q_2 = Q_3 \quad (8)$$

En additionnant membre par membre les équations (4) et (5), on obtient

$$Z_1 - Z_2 = L_i \frac{10,675 Q_1^{1,852}}{C_{HW1}^{1,852} D_1^{4,87}} + L_2 \frac{10,675 Q_2^{1,852}}{C_{HW2}^{1,852} D_2^{4,87}} \quad (9)$$

En additionnant membre par membre les équations (1) et (3), on obtient

$$Z_1 - Z_3 = L_i \frac{10,675 Q_1^{1,852}}{C_{HW1}^{1,852} D_1^{4,87}} + L_2 \frac{10,675 Q_3^{1,852}}{C_{HW2}^{1,852} D_3^{4,87}} \quad (10)$$

Le système d'équation (7) ou (8) avec (9) et (10) peut être résolu par une méthode de substitution pour trouver Q_1 , Q_2 et Q_3

Pour déterminer le sens s'écoulement dans la conduite 2 afin de choisir laquelle des relations utiliser, on met comme hypothèse qu'il y a un équilibre entre la charge en I (H_I) et la côte d'eau dans le réservoir B (Z_I) :

$$H_I = Z_2 \quad (11)$$

Ceci signifie qu'il n'y pas d'écoulement dans la conduite 2 ($Q_2 = 0$) et ($Q_1 = Q_3$)

On remplace dans (9) et (10):

$$Z_1 - Z_2 = L_i \frac{10,675 Q_1^{1,852}}{C_{HW1}^{1,852} D_1^{4,87}} \quad (12)$$

$$Z_1 - Z_3 = L_i \frac{10,675 Q_3^{1,852}}{C_{HW1}^{1,852} D_1^{4,87}} + L_2 \frac{10,675 Q_3^{1,852}}{C_{HW2}^{1,852} D_3^{4,87}} \quad (13)$$

L'équation nous permet de calculer Q_1 et Q_3

Si on trouve :

$$Q_1 = Q_3 ==> \text{Hypothèse posée vérifiée}$$

$$Q_1 < Q_3 \implies \text{Ecoulement de B vers I} \quad (Q_1 + Q_2 = Q_3)$$

\implies Signifie que l'énergie H_I est inférieure à Z_2

$$Q_1 > Q_3 \implies \text{Ecoulement de I vers B} \quad (Q_1 = Q_2 + Q_3)$$

\implies Signifie que l'énergie H_I est supérieur à Z_2

Une autre approche heuristique consiste à chercher l'énergie H_I par essais-erreurs. On peut poser a priori $H_I = 31 \text{ m}, 32 \text{ m} \dots$ et vérifier chaque fois si $Q_1 = Q_2 + Q_3$.

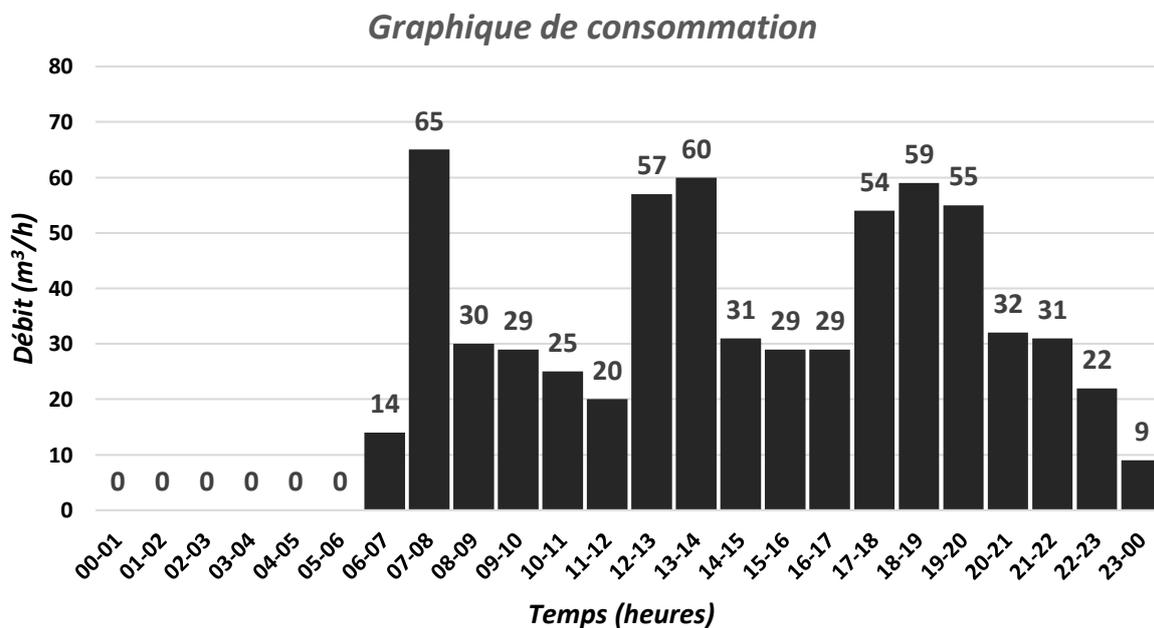
Quand cette condition est satisfaite, la solution du problème est obtenue. On trouve ainsi H_I

II.10. Applications

II.10.1. Exercices

1) Soit le graphique de la consommation d'une agglomération X.

- Calculer le volume du réservoir (incluant le volume d'incendie) dans le cas d'un pompage de nuit (21h jusqu'à 7h).
- Calculer le diamètre du réservoir.



2) Soit le système suivant, montré par le schéma ci-dessous, et formé de trois réservoirs A, B et C, reliés entre eux par des conduites 1, 2 et 3, de différentes longueurs et différents diamètres.

- Déterminer les débit Q_1 , Q_2 et Q_3 dans les différentes branches ainsi que les vitesses.

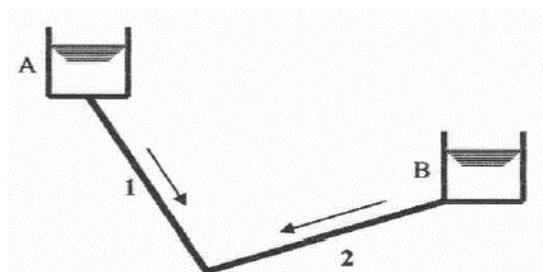
Les données sont :

$$L_1 = 3 \text{ km}, L_2 = 2,5 \text{ km}, L_3 = 1,0 \text{ km}$$

$$D_1 = D_2 = D_3 = D = 500 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = \lambda = 0,02$$

Les niveaux dans les réservoirs sont :



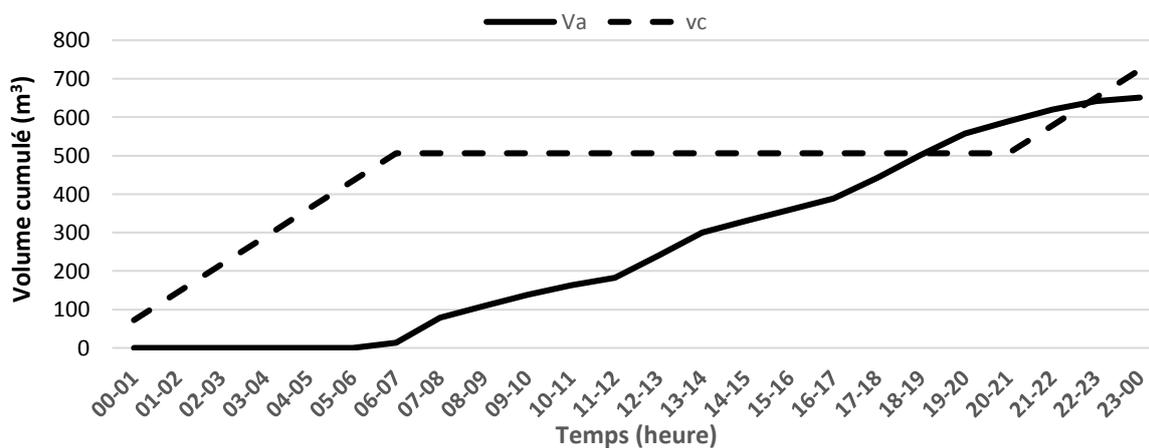
II.10.2. Solutions

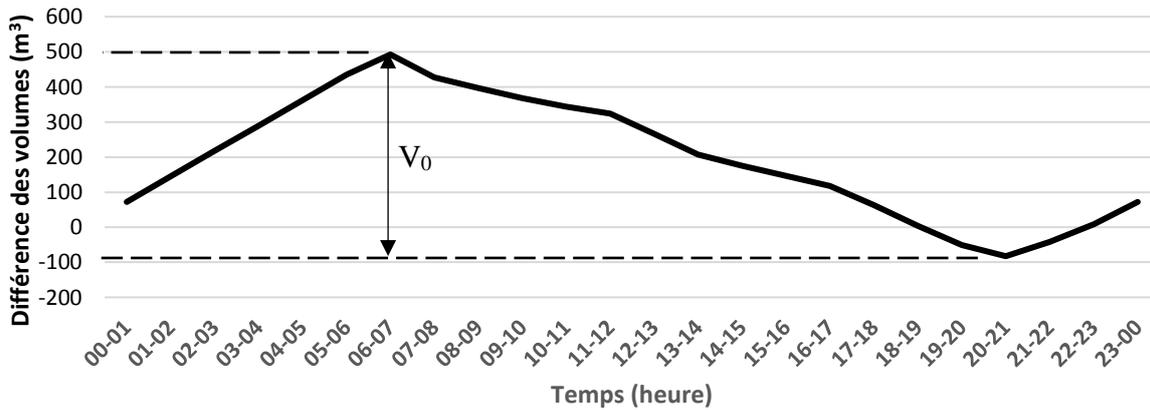
1) En sommant les consommations par heure (d'après le graphe), on peut calculer le débit journalier qui est de : 651 m^3

Etant donnée qu'il y a un pompage de nuit d'une durée de 10 heures, le débit horaire de pompage (Q_p) est déduit :

$$Q_p = \frac{Q_j}{10} = \frac{651}{10} = 65.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

- On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation.
- On trace ensuite la courbe $[V_a(t) - V_c(t)]$.





Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_a sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur (492 m^3) et la plus petite valeur ($\approx -82 \text{ m}^3$) de cette différence.

$$V_0 = 442 - (-133) = 575 \text{ m}^3$$

En rajoutant le volume d'incendie qui est de 120 m^3 , on obtient le volume du réservoir : 695 m^3

Pour calculer le diamètre du réservoir, on doit mettre à priori sa hauteur (h) qui varie selon les cas entre 3 et 6 m.

Si $h = 4 \text{ m}$:

Sachant que $V = A \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h$

Le diamètre du réservoir sera de : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 695}{3,14 \cdot 4}} = 14,88 \text{ m}$

2) Nous avons d'après l'équation de continuité :

$$Q_1 + Q_2 = Q_3 = Q \tag{1}$$

Et nous avons aussi de l'équation de l'énergie :

$$H_A = H_C + \Delta H_1 + \Delta H_3$$

$$\rightarrow H_A - H_C = \frac{8 \cdot \lambda}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot [L_1 \cdot Q_1^2 + L_3 \cdot Q^2] \tag{2}$$

Et

$$H_B = H_C + \Delta H_2 + \Delta H_3$$

$$\rightarrow H_B - H_C = \frac{8 \cdot \lambda}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot [L_2 \cdot Q_2^2 + L_3 \cdot Q^2] \tag{3}$$

De l'équation (2), nous obtenons :

$$Q_1 = \left[\left[\frac{(H_A - H_C) \cdot \pi^2 \cdot g \cdot D^5}{8 \cdot \lambda} - L_3 \cdot Q^2 \right] / L_1 \right]^{0,5} \tag{4}$$

Et de l'équation (3) nous obtenons :

$$Q_2 = \left[\left[\frac{(H_B - H_C) \cdot \pi^2 \cdot g \cdot D^5}{8 \cdot \lambda} - L_3 \cdot Q^2 \right] / L_2 \right]^{0,5} \tag{5}$$

Nous remplaçons maintenant (4) et (5) dans l'équation (1), pour trouver :

$$Q = \left[\left[\frac{(H_A - H_C) \cdot \pi^2 \cdot g \cdot D^5}{8 \cdot \lambda} - L_3 \cdot Q^2 \right] / L_1 \right]^{0,5} + \left[\left[\frac{(H_B - H_C) \cdot \pi^2 \cdot g \cdot D^5}{8 \cdot \lambda} - L_3 \cdot Q^2 \right] / L_2 \right]^{0,5}$$

Equation transcendante, sa résolution par un processus itératif donne :

$$Q = 0,598 \text{ m}^3/\text{s}$$

Et par la suite :

De l'équation (4) : $Q_1 = 0,508 \text{ m}^3/\text{s}$

Et de l'équation (5) : $Q_2 = 0,089 \text{ m}^3/\text{s}$

Et : $Q_3 = 0,598 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour les vitesses, nous obtenons :

$$V_1 = \frac{4Q_1}{\pi \cdot D^2} = 2,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_2 = \frac{4Q_2}{\pi \cdot D^2} = 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_3 = \frac{4Q_3}{\pi \cdot D^2} = 3,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

CHAPITRE 3
NATURE DES CANALISATIONS

CHAPITRE III

III.1. Introduction	51
III.2. Matériaux constitutifs, revêtements	51
III.3. Raccordement, diamètre et longueur.....	51
III.3.1. Raccordement par emboîtement.....	51
III.3.2. Raccordement par soudure.....	51
III.3.3. Raccordement par collage.....	52
III.4. Tuyaux en fonte.....	52
III.5. Tuyaux en acier	53
III.5.1. Protection cathodique.....	53
III.5.1.1. Anode réactive (ou sacrificielle).....	53
III.5.1.2. Soutirage de courant	54
III.6. Tuyaux en béton armé	54
III.7. Tuyaux en matières plastiques	55
III.7.1. Poly(chlorure de vinyle).....	56
III.7.2. Polyéthylène.....	56
III.7.3. Tuyaux composites	57

III.1. Introduction

Les matériaux utilisés pour la fabrication des canalisations sont variés et diffèrent sensiblement les uns des autres dans leur nature, leur mode de fabrication leurs caractéristiques physiques, leur mode de pose et leur prix. Un point commun cependant : les progrès enregistrés dans leurs propriétés respectives permettent d'exploiter au mieux leurs atouts en fonction des contraintes liées aux chantiers et aux techniques de pose. Les tendances : augmenter les possibilités d'utiliser des déblais pour l'enrobage, réduire la durée des travaux, assurer la pérennité du réseau et limiter l'empreinte environnementale à la pose autant qu'à l'usage.

III.2. Matériaux constitutifs, revêtements

Les tuyaux peuvent être constitués d'un matériau unique ou présenter une structure composite.

Matériau unique : il s'agit des fontes et en particulier de la fonte ductile, le poly(chlorure de vinyle) (PVC), le polyéthylène (PE), l'acier et certains bétons non armés. Le plomb est interdit. Dans les réseaux intérieurs, on trouve du cuivre, du métal galvanisé, du PVC ;

Matériau composite : le principal est le béton à âme tôle de Bonna ; il faut également mentionner le polyester renforcé verre (PRV). Les tuyaux en amiante-ciment sont à présent interdits à la pose, et divers tuyaux en PVC renforcé fibre de verre comme le VP ne sont plus produits.

Compte tenu des contraintes précédemment évoquées, les tuyaux en matériau unique sont en fait très souvent revêtus intérieurement, voire intérieurement et extérieurement. Les revêtements intérieurs actuels sont à base de ciment ou de résine époxy. À l'extérieur, on trouve souvent des peintures bitumineuses ou époxy.

III.3. Raccordement, diamètre et longueur

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

III.3.1. Raccordement par emboîtement

Il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccords impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

III.3.2. Raccordement par soudure

Ces techniques sont réservées aux polyéthylènes (électrosoudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier et, parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

III.3.3. Raccordement par collage

Le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

III.4. Tuyaux en fonte

Depuis la fin du XIXe siècle, la fonte a été sans doute un des premiers matériaux de canalisations et un des plus répandus dans le monde pour véhiculer l'eau de distribution publique. Différents types de fonte grise (figure 36a) se sont succédés avec des conduites coulées ou centrifugées, dont beaucoup sont encore en service (leur longévité peut dépasser 100 ans). Leur inconvénient principal réside dans leur fragilité vis-à-vis des mouvements de terrain, des coups de bélier et des surcharges occasionnées par les transports routiers dans les voies où elles sont posées. En effet, dans la fonte « grise », le carbone se présentait sous forme de lamelles qui rendaient le matériau cassant.

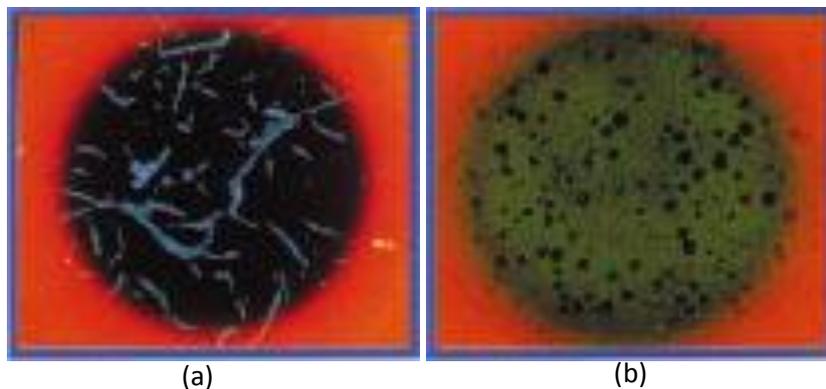


Figure 36. Différents types de fonte. (a) fonte grise à paillettes de carbone et (b) fonte ductile à graphite sphéroïdal. (Tirée du document Pont-à-Mousson)

La fonte ductile à graphite sphéroïdal (figure 36b) constitue le matériau moderne actuel, elle élimine totalement les défauts de la fonte grise. Les particules de graphite y apparaissent comme de petites sphères qui éliminent tout risque de propagation des ruptures. Le matériau n'est plus fragile, mais « ductile » et résistant. La cristallisation du graphite sous forme de sphères est due à l'introduction de magnésium dans une fonte de base de haute qualité.

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto-butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser

Les diamètres courants vont de 60 à 1 200 mm, la gamme de 80 à 600 mm étant la plus utilisée pour les réseaux d'eau potable. Cependant des diamètres allant jusqu'à 2 000 mm peuvent être fournis.

Les pièces spéciales comprennent les coudes, tés, cônes, manchons droits, bouts d'extrémité, plaques pleines, etc.

III.5. Tuyaux en acier

Les tubes en acier sont fabriqués à partir de bobines laminées à chaud ; la bobine est cintrée à froid et soudée bord à bord en continu. Les soudures sont en principe longitudinales jusqu'au diamètre 400 mm, et hélicoïdales au-delà ; elles peuvent se faire à l'arc submergé sous flux solide, ou sans apport de métal par résistance à haute fréquence. Les tubes sont alors coupés à la longueur voulue, puis tulipés et chanfreinés, avant d'être grenillés et revêtus intérieurement et extérieurement.

L'acier se prête à la fabrication de conduites de très grand diamètre (3 000 mm et plus). Il résiste bien aux efforts de flexion

Les assemblages des canalisations en acier se font avec soudure [emboîtement (figure 37)] ou sans soudure [utilisation de joint (figure 38)]

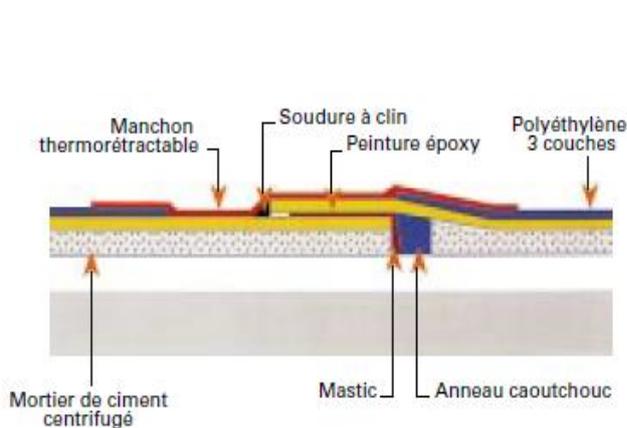


Figure 37. Joint à emboîtement et soudure (Tirée du document Europepe)

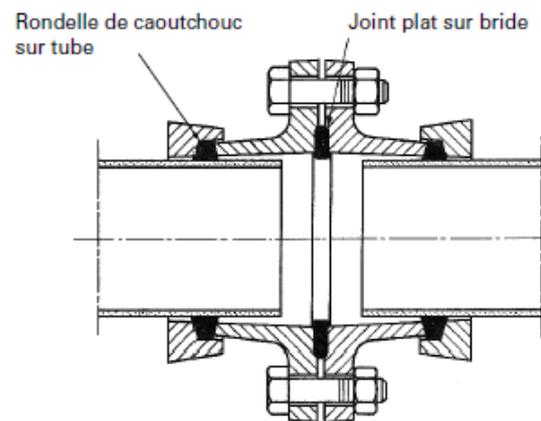


Figure 38. Joint mécanique pour canalisation en acier (Tirée de Godart 2008)

Des pièces spéciales sont fabriquées par façonnage de tôlerie et soudure, avec la même diversité que pour les tuyaux de fonte.

III.5.1. Protection cathodique

Dans certains terrains et/ou selon l'environnement, il faut protéger les conduites, particulièrement celles en acier carboné contre les courants électriques. On utilise alors les techniques de protection cathodique

III.5.1.1. Anode réactive (ou sacrificielle)

On constitue une pile dont la force électromotrice soit telle que l'acier y agisse comme cathode (Figure 39), l'anode sera alors à base d'aluminium, de magnésium ou de zinc.

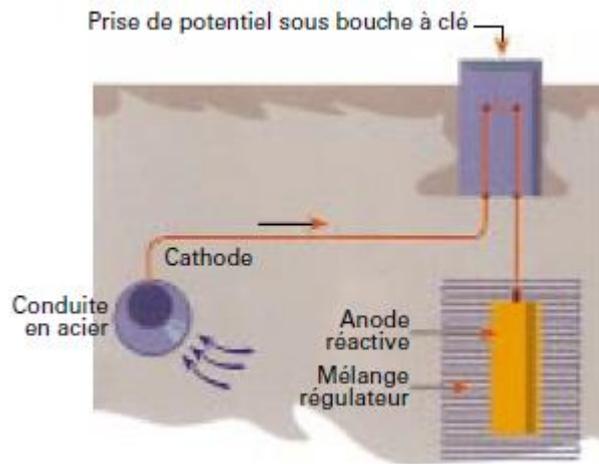


Figure 39. Protection cathodique par anode réactive (Tirée de Godart 2008)

III.5.1.2. Soutirage de courant

On relie la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu (Figure 40), le pôle positif est relié à une masse métallique enterrée sacrifiée. Dans le cas des courants vagabonds, générés par des rails par exemple, on peut drainer le courant et le soutirer si nécessaire.

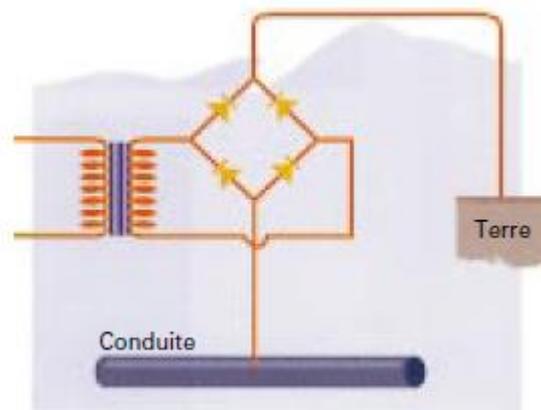


Figure 40. Protection cathodique par soutirage de courant (Tirée de Godart 2008)

III.6. Tuyaux en béton armé

Les tuyaux en béton armé centrifugé ou vibrés ne sont guère plus utilisés pour les réseaux d'eau potable. On en rencontre encore en service dans le cas de pressions assez faibles.

Le tuyau à âme en tôle d'acier et double revêtement intérieur et extérieur en béton armé est de plus en plus utilisé notamment dans les gros diamètres en raison de son prix relatif, de sa passivité, de sa faible corrosivité, de son autoportance, de son aptitude aux techniques de pose sans tranchée, par fonçage ou micro-tunnelage, et de sa longévité.

Dans les conditions extrêmes d'agressivité et/ou de corrosivité de l'eau ou du terrain, des ciments spéciaux peuvent être utilisés et on peut avoir recours à des revêtements internes et/ou externes spéciaux comme pour les autres matériaux de canalisations.

Les tuyaux en béton armé sont assemblés par les joints (voir Figures 41 et 42).

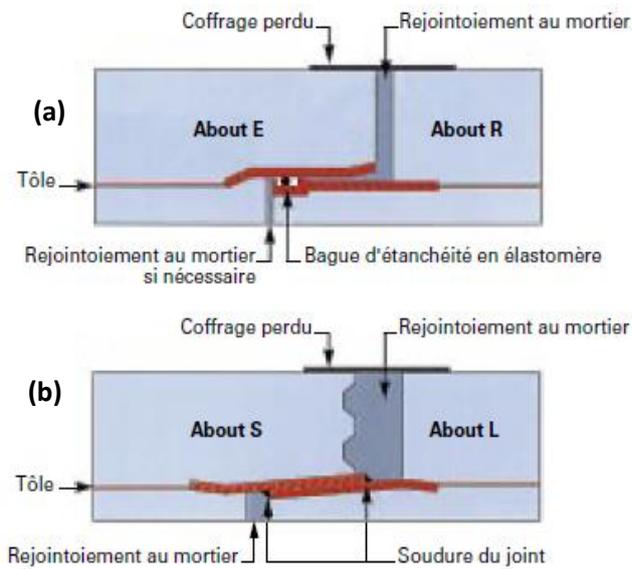


Figure 41. Joints pour tuyaux à âme en tôle. (a) joint souple et (b) joint soudé (tirée du document Bonna)

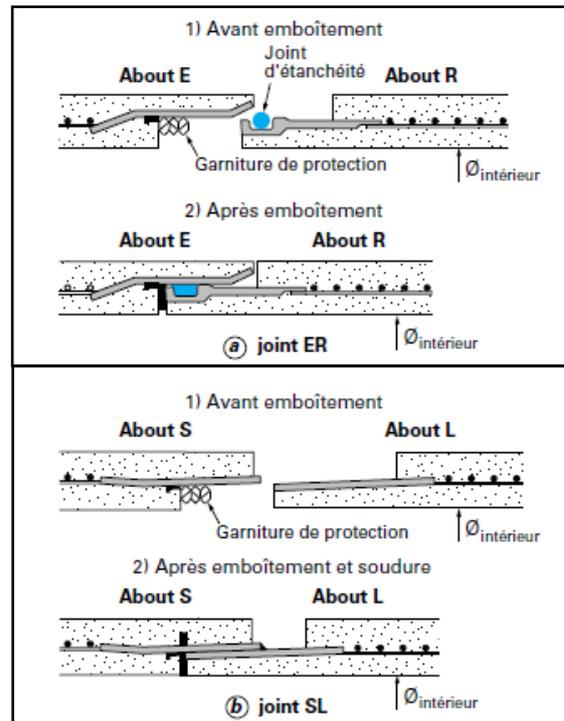


Figure 42. Principe des joints ER (a) et SL (b) dans les tuyaux à âme en tôle (tirée du document Bonna)

Les diamètres varient de 250 à 4 000 mm. Jusqu'au diamètre 1 250 mm, la longueur des tuyaux est le plus souvent de 6 m. Elle est de 5 m jusqu'au diamètre 1 800 mm et diminue en fonction du diamètre jusqu'à 2 m pour le 4 000 mm.

III.7. Tuyaux en matières plastiques

Ce sont, à l'aube du XXI^e siècle, les tuyaux qui dominent le marché du petit et moyen diamètres en raison de leur faible rugosité, de leur inertie, des facilités de pose adaptées à chaque type et d'un coût global (produit + pose) généralement intéressant. On distingue :

- Les poly(chlorures de vinyle) (PVC), rigides.
- Les polyéthylènes (PE), plus ou moins souples.
- Les tuyaux composites, rigides, assez peu utilisés.
- Les autres matériaux plastiques (ABS, polypropylènes, etc.), utilisés surtout dans les installations privées industrielles nécessitant des caractéristiques spéciales.

III.7.1. Poly(chlorure de vinyle)

Si les diamètres prévus vont de 20 à 800 mm, on utilise surtout le PVC entre 50 et 400 mm. Les petits diamètres sont souvent l'apanage du PE. Il existe plusieurs séries de pressions nominales : 6, 10, 16, et 25 bar. Les réseaux d'eau font le plus souvent appel aux séries 10 et 16 bars. Le PVC résiste bien à la corrosion et il présente une forte inertie électrique. Sa tenue mécanique sous chaussées en ville et sa longévité dans le temps se sont avérées très satisfaisantes. Leur longueur normale est de 6 m.

Le PVC traditionnel est de type non plastifié, et il est le résultat d'une polymérisation amorphe non orientée. Les nouveaux PVC font appel à des polymérisations orientées, améliorant les qualités de résistance et de fiabilité. On utilise principalement l'orientation biaxiale qui produit des polymères dits bi-orientés (Figure 43).

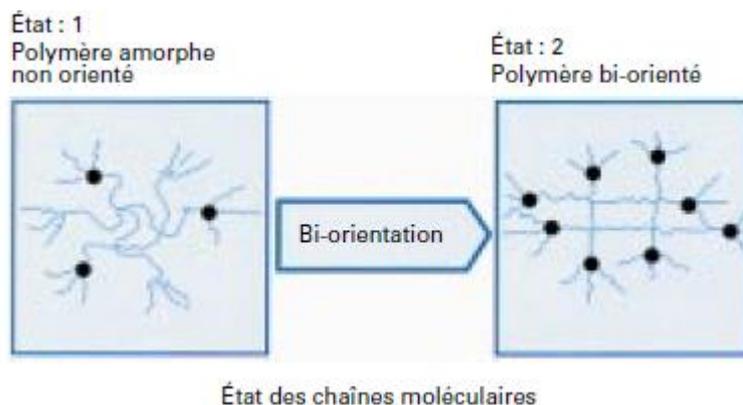


Figure 43. Polymérisation du poly (chlorure de vinyle) (Tirée de Godart 2008)

III.7.2. Polyéthylène

Le polyéthylène est un polymère thermoplastique, non cassant, plus ou moins souple, résistant aux chocs, et fortement inerte chimiquement. Pour les tuyaux d'eau potable, on ne doit faire appel qu'à du polyéthylène pur (non recyclé), avec 2 % environ de noir de carbone et moins de 1 % d'adjuvant. Le stockage doit se faire au sec, à température inférieure à 60 °C et à l'abri des rayons ultraviolets.

On trouve des tuyaux en PE 100 (haute densité, appelé PEHD), en PE 80 (moyenne densité, appelé PEMD) et en PE 32 (basse densité, appelé PEBD). On trouve également des PE 63 et PE 40, ainsi que du PEBDL (basse densité linéaire) alliant la flexibilité du PEBD aux performances du PEMD.

Les PE existent couramment dans les diamètres allant du Ø20 mm au Ø63 mm pour les branchements, en couronnes ou en longueurs droites, en PN 10 ou PN 16 (PN : pression nominale)

Les raccordements se font par joints mécaniques (Figure 44a) ou par électrosoudage (Figure 44b). De Ø75 mm à Ø500 mm, on trouve des PN 10, 12,5 et 16 conditionnés en tourets alors

qu'en longueurs droites pour les plus gros diamètres, les raccordements se font par électrosoudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage « au miroir »). On peut même aller jusqu'au Ø800 mm.

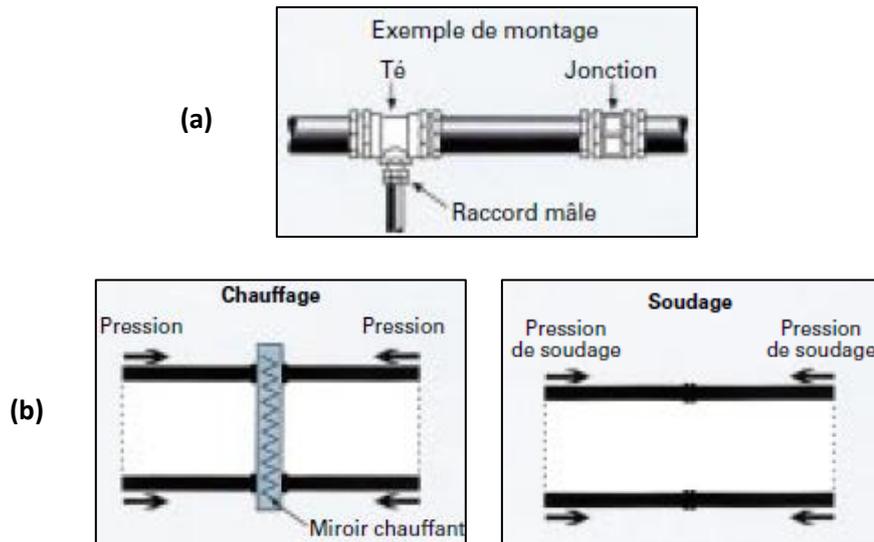


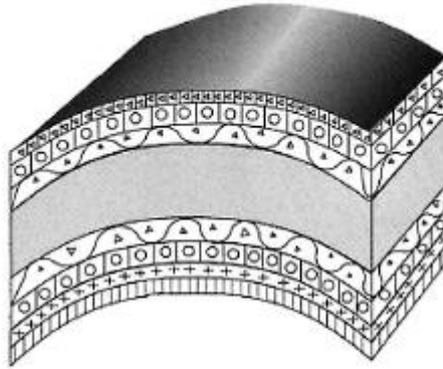
Figure 44. Raccordement des tuyaux en polyéthylène. (a) raccord mécanique et (b) soudage bout à bout (Tirée de Godart 2008)

Les tuyaux en PE ont une bonne flexibilité puisqu'on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 mm. Ils s'adaptent donc bien au terrain et, en raison d'une part, du faible nombre de raccordements au kilomètre et, d'autre part, de raccordements sans surépaisseur, ils se prêtent particulièrement aux nouvelles contraintes de pose sans tranchée ouverte. Ceci améliore également l'étanchéité du réseau. La conduite étant autobutée, on supprime quasiment tout massif de butée. L'inertie chimique du tuyau évite les dissolutions ou abrasions de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée.

III.7.3. Tuyaux composites

On trouve encore dans les réseaux des tuyaux composés d'une âme de PVC et d'une frette en fil de verre imprégné de résine polyester, ajoutant aux qualités du PVC une très grande résistance mécanique.

Actuellement, on fabrique par centrifugation des tuyaux en PRV (polyester renforcé verre), composés de résine de polyester thermodurcissable, de fibre de verre et de sable. Ces tuyaux multicouches (Figure 45) comportent également des couches protectrices extérieures et intérieures.



- △ Couche protectrice extérieure
- Renfort (fibres de verre, résine polyester)
- △/○ Couche intermédiaire (fibres de verre, résine polyester, sable)
- Noyau (fibres de verre, résine polyester, sable)
- + Couche barrière
- |||| Liner

Figure 45. Constitution d'un tuyau PRV (Tirée de GODART 2008)

L'assemblage se fait en principe par manchons. De faible masse, ces tuyaux ont un faible coefficient de rugosité et de dilatation ; ils présentent une bonne résistance au gel, aux températures élevées et aux ultraviolets. Leur prix ne les rend pas toujours compétitifs.

CHAPITRE IV
RESEAUX DE DISTRIBUTION DES EAUX

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction	61
IV.2. Écoulements en charge	61
IV.3. Régime Permanent	61
IV.4. Théorème de Bernoulli	62
IV.4.1. Perte de charge linéaire dans les conduites circulaires	63
IV.4.1.1. Formule de Darcy-Weisbach	63
IV.4.1.2. Formule de Hazen-Williams	64
IV.4.2. Perte de charge singulière	66
IV.5. Types de réseau	66
IV.5.1. En fonction de l'alimentation des réseaux	66
IV.5.1.1. Distribution gravitaire	67
IV.5.1.2. Distribution par pompage	67
IV.5.2. En fonction de la structure des réseaux	67
IV.5.2.1. Réseau ramifié	68
IV.5.2.2. Réseau Maillé	69
IV.6. Considérations hydrauliques	69
IV.6.1. Débit	69
IV.6.2. Choix du diamètre des conduites	69
IV.6.3. Vitesse de l'eau	69
IV.6.4. Pression	70
IV.7. Conditions spéciales d'incendie	70
IV.8. Principe de calcul	71
IV.8.1. Définitions préliminaires	71
IV.8.1.1. Débit en route	71
IV.8.1.2. Débit de calcul	72
IV.8.2. Calcul d'une conduite sans débit en route	73
IV.8.3. Calcul de réseaux ramifiés	73
IV.8.3.1. Exemple de calcul	74
IV.8.4. Calcul des réseaux maillés	76
IV.8.4.1. Méthode de Hardy-Cross	76
IV.8.4.2. Autres méthodes de résolutions	78
IV.9. Pose de la conduite	78
IV.9.1. Pose classique	78
IV.9.2. Pose sans ouverture de tranchée	79
IV.9.2.1. Fonçage	79
IV.9.2.2. Forage	80
IV.10. Applications	81
IV.10.1. Exercices	81
IV.10.2. Solutions	82

Introduction

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

Il faut distinguer encore les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. La distribution ne fait appel qu'aux seconds (sauf des cas très particuliers de distributions anciennes dans des régions en voie de développement).

Tous les écoulements dans les conduites de distribution s'opèrent en régime turbulent.

IV.2. Écoulements en charge

L'eau remplit totalement le conduit et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

Les variations de débit provoquent des ondes de pression qui peuvent être considérables si toutes les précautions nécessaires ne sont pas prises (ex. coups de bélier). Pour cet ensemble de raisons les conduites sont de section circulaire et les joints entre les tronçons de conduite (tous les 6 m) demandent à être étudiés spécialement.

Dans les réseaux de distribution, on utilise des pièces dites spéciales (coudes, tés, Y, etc.) où les pertes d'énergie sont supérieures à celles provoquées par l'écoulement dans un tronçon linéaire standard. Ces différents dispositifs sont abordés et détaillés dans le chapitre 5.

Les variations de débit sont communément rencontrées dans les écoulements en charge. Ces variations sont permanentes dans les réseaux de distribution où l'on constate, pour une conduite donnée, de fréquentes inversions du sens des écoulements.

IV.3. Régime Permanent

Dans ce chapitre, on considérera systématiquement que les diverses variables hydrauliques ne varieront pas dans le temps. Nous analyserons donc des écoulements qui sont bien établis dans le temps et s'il est nécessaire, par exemple, de considérer la conception d'un système hydraulique pour plusieurs débits, on les considérera donc comme des situations indépendantes dans le temps.

Selon la vitesse relative aux dimensions géométriques de l'écoulement, on observe à partir d'un certain seuil l'apparition de fluctuations de la vitesse que l'on nomme turbulence. Le nombre de Reynolds permet de déterminer si l'écoulement est laminaire (sans turbulence) ou turbulent.

La distinction entre les régimes turbulent et laminaire est importante dans la détermination du frottement des parois sur l'écoulement. Dans le cas général, le nombre de Reynolds s'écrit :

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (14)$$

V : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s]

D : diamètre intérieur de la conduite [m]

ν : viscosité cinématique du fluide [m²/s]

N.B : La viscosité varie avec la température. A 15° C, $\nu = 1,15 \times 10^{-6}$ m²/s. Alors qu'à 20° C, elle baisse à $\nu = 1,0 \times 10^{-6}$ m²/s.

Pour un nombre Reynolds supérieur à 2500, la turbulence commence à apparaître avant de s'établir totalement. On verra, lors de l'étude du frottement en conduite que cette zone de régime de transition entre le régime laminaire et le régime turbulent dépend des conditions de rugosité de la paroi de la conduite

IV.4. Théorème de Bernoulli

Comme pour la masse, la loi de conservation de l'énergie exprime le principe que l'énergie ne peut être ni créée ni anéantie. Elle ne peut être que transformée d'une forme à une autre.

Le théorème de Bernoulli exprime la conservation d'énergie dans un écoulement permanent, unidimensionnel, incompressible d'un liquide idéal (sans dissipation d'énergie). Il s'écrit entre deux sections quelconques d'une ligne de courant sous la forme suivante :

$$H_1 = H_2 \quad (15)$$

ou plus explicitement :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (16)$$

Il est important d'avoir à l'esprit les hypothèses de départ qui ont permis d'aboutir à une formule ou à une équation. Si dans un contexte donné une des hypothèses n'est pas vérifiée, l'utilisation d'une telle formule ou équation peut être erronée car la solution obtenue peut devenir aberrante. Les quatre hypothèses qui sont à la base du théorème de Bernoulli :

Hypothèse 1 : Ecoulement permanent

Hypothèse 2 : Ecoulement unidimensionnel et unidirectionnel

Hypothèse 3 : Ecoulement incompressible

Hypothèse 4 : Liquide idéal

NB : Le liquide idéal n'existe pas. Tous les liquides, en particulier l'eau, possèdent une viscosité qui génère des forces de frottement.

L'équation de Bernoulli exposée au-dessus peut être appliquée pour un tronçon de conduite très court sur lequel on peut supposer que les pertes de charge linéaire sont faibles.

D'une manière générale, les pertes de charges ne peuvent pas être négligées. Elles sont causées par l'interaction entre le fluide en déplacement et la paroi de la conduite plus ou moins rugueuse. Ces pertes de charges sont appelées « perte de charge linéaire ».

Par ailleurs, dans tout système hydraulique, il existe un certain nombre de singularités qui produisent des pertes de charge locales (singulières) par turbulence (coudes, vannes, changements de diamètre...).

Afin de prendre en considération ces différentes pertes de charge, l'équation (15) se complète comme suit :

$$H_1 = H_2 + J_L + \sum J_S \quad (17)$$

avec : J_L : Perte de charge linéaire

J_S : Perte de charge singulière

IV.4.1. Perte de charge linéaire dans les conduites circulaires

IV.4.1.1. Formule de Darcy-Weisbach

Darcy et Weisbach ont donné une formule générale de la perte de charge linéaire, qui est de la forme :

$$J_L = \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad (18)$$

avec : J_L : perte de charge linéaire [m]

λ : facteur de frottement [sans dimension]

L : Longueur de la conduite [m]

D : Diamètre de la conduite [m]

V : Vitesse de l'écoulement [m/s]

g : accélération gravitationnelle [m/s²] (9,81 m/s²)

La détermination de λ a été affinée par des chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_a}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (19)$$

avec : k_a : Rugosité absolue. Elle représente l'épaisseur moyenne des aspérités de surface du matériau composant la conduite (voir tableau 1)

Tableau 1. Valeurs indicatives de la rugosité absolue k_a (Tiré de Benis 2009)

<i>Nature de la conduite</i>	<i>k_a (10^{-3} m)</i>
Métal étiré non ferreux : aluminium, laiton, cuivre	0.003
Conduites non métalliques : verre, plastique	0.003
Matériaux vitrifiés	0.03
Amiante-ciment, PVC	0.015
Bois	0.07
Enrobé d'asphalte centrifugé	0.03
Enrobé de béton centrifugé	0.03
Fer forgé	0.06
Fer forgé rouillé	0.6
Acier non protégé	0.03
Acier enduit	0.06
Acier galvanisé	0.15
Fonte enduite	0.16
Fonte non protégée	0.3

Cette formule implicite peut être résolue au moyen d'une recherche itérative en suivant ces étapes :

- Postuler une valeur de λ
- Calculer le terme de droite
- En déduire une nouvelle valeur de λ à partir du terme de gauche
- L'intégrer dans le terme de droite, et ainsi de suite

Généralement, on obtient convergence avec une précision acceptable après 3 ou 4 boucles.

Une autre alternative à ce calcul itératif est d'utiliser directement le diagramme de Moody (Figure 46). Ce diagramme permet d'évaluer graphiquement le facteur de frottement λ en fonction de la vitesse d'écoulement moyenne V , du diamètre D , de la rugosité k de la conduite et de la viscosité du fluide ν . Ces quatre variables sont regroupées en deux nombres adimensionnels :

- La rugosité relative k_a / D
- Le nombre de Reynolds $Re = \frac{VD}{\nu}$

Dans le cas du régime turbulent, comme c'est le cas dans les systèmes de distribution, on choisit le point d'intersection de la courbe correspondant à la rugosité relative de la conduite et au nombre de Reynolds. On projette ensuite ce point sur l'ordonnée de gauche du diagramme pour estimer λ .

IV.4.1.2. Formule de Hazen-Williams

La formule de Darcy-Weisbach, bien que précise, présente l'inconvénient des calculs itératifs dus au fait que le coefficient de frottement λ dépend du diamètre et du débit. Cette difficulté

devient plus accentuée lorsqu'il s'agit de calculer les débits et les pressions dans un réseau de distribution d'eau comptant plus d'une centaine de tronçons de conduites.

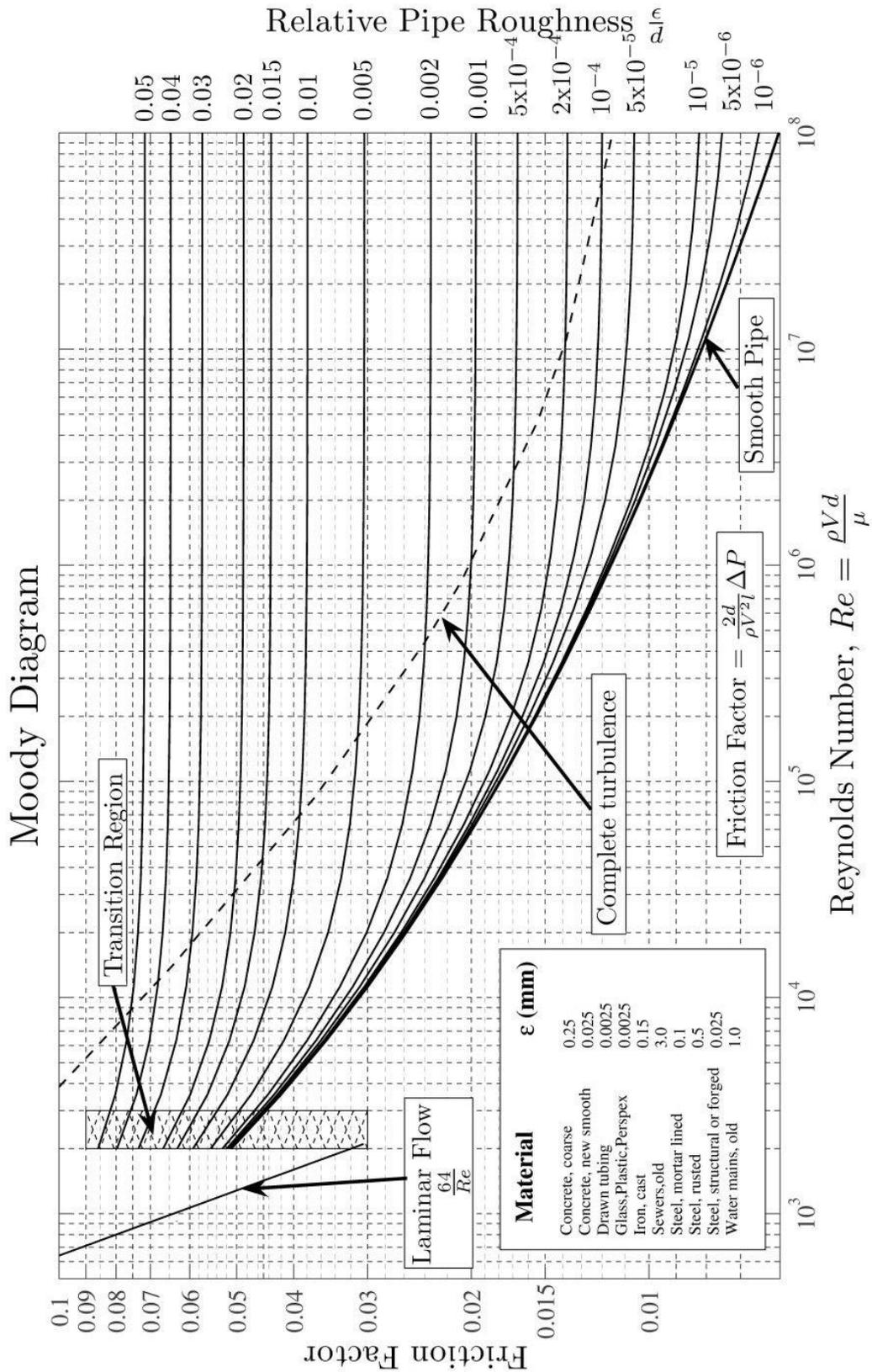


Figure 46. Diagramme de Moody

C'est la raison pour laquelle les ingénieurs préfèrent utiliser la formule de Hazen-Williams qui est de la forme :

$$\Delta H_L = 10,675 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,87}} \quad (20)$$

C_{HW} est une constante qui ne dépend ni du débit ni du diamètre. Elle dépend seulement du matériau et du type de recouvrement utilisé pour la protection intérieure de la conduite. Le tableau 2, donne des valeurs indicatives du C_{HW} .

NB : Cette formule n'est valable que pour l'eau à une température ordinaire (15°C).

Tableau 2. Valeurs indicatives du C_{HW} selon différent matériau (Adapté de Brière 1997)

<i>Matériau</i>	<i>C_{HW}</i>
PVC	150
Amiante-ciment	140
Béton lissé	130
Acier soudé, neuf	120 - 140
Fonte neuve	130 - 140
Fonte âgée (10 ans)	110
Fonte âgée (20 ans)	100
Fonte âgée (30 ans)	85
Fonte âgée (40 ans)	75
Fonte âgée (50 ans)	70

IV.4.2. Perte de charge singulière

Ces pertes de charges sont causées par les frottements et les décollements de la couche limite dans des accessoires tels que des coudes, des raccords, des té, des réductions ou expansions, des clapets, des robinets-vannes, etc. Chaque accessoire possède un coefficient, déterminé expérimentalement par le fabricant, qui dépend essentiellement de sa forme et de son matériau. La perte causée par un des accessoires s'écrit :

$$\Delta H_S = k_S \frac{V^2}{2g} \quad (21)$$

avec k_S : Coefficient de perte de charge de l'accessoire

IV.5. Types de réseau

IV.5.1. En fonction de l'alimentation des réseaux

L'alimentation du réseau de distribution d'eau se fait généralement par distribution gravitaire, distribution par pompage ou mixte.

IV.5.1.1. Distribution gravitaire

Ce système consiste en un réseau branché sur un réservoir suffisamment élevé pour assurer de bonnes pressions aux différents points de l'agglomération.

Cette méthode est simple et fiable si la conduite principale est bien protégée contre les bris accidentels.

IV.5.1.2. Distribution par pompage

Contrairement à l'autre type d'alimentation par réservoir (gravitaire), dans ce système, le pompage se fait directement vers le réseau de distribution.

Ce concept élimine l'investissement dans le réservoir et assure un bon débit d'incendie. Toutefois, il peut être considéré comme moins avantageux en raison de :

- possibilités de panne de puissance
- variation de la distribution et donc une pression difficile à appréhender
- des coûts d'énergie élevés, surtout en temps de pointe.

IV.5.2. En fonction de la structure des réseaux

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux : réseaux ramifiés et réseaux maillés.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- *Réseaux mixtes*, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- *Réseaux étagés* (Figure 47), dans le cas où la topographie est très tourmentée

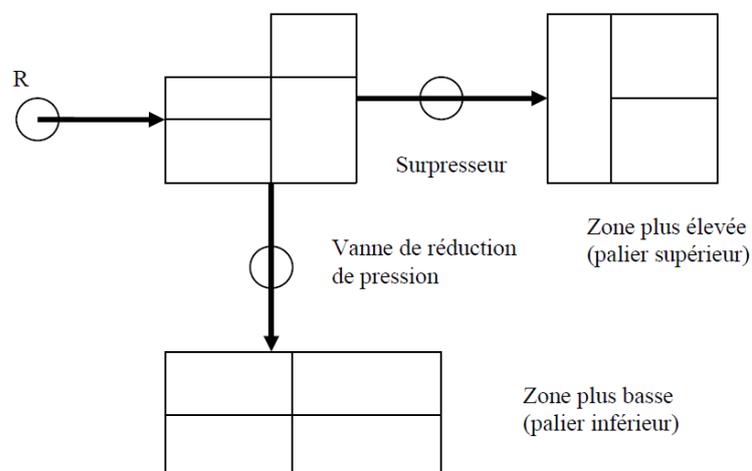


Figure 47. Schéma d'un système de réseau étagé

IV.5.2.1. Réseau ramifié

La caractéristique d'un réseau ramifié (Figure 48) est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires, etc.). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

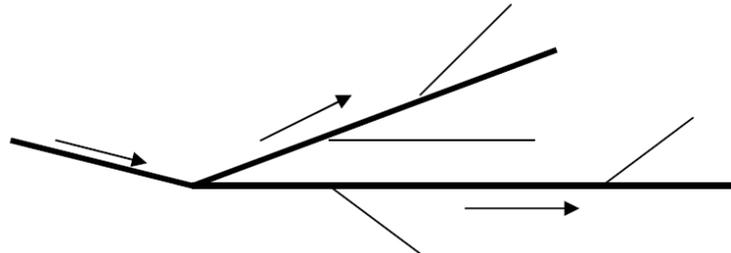


Figure 48. Schéma d'un réseau ramifié

Ils permettent, en période de faible consommation, d'alimenter les réservoirs à débit réduit qui, en période de pointe, assurent les besoins accrus des usagers établis dans leur voisinage.

S'il existe des réservoirs d'extrémités (réservoirs d'équilibre), le sens des écoulements peut s'inverser dans un tronçon, ou même, une conduite peut recevoir simultanément de l'eau de chacune de ses extrémités. Ce système (Figure 49) permet, en période de faible consommation, d'alimenter les réservoirs à débit réduit qui, en période de pointe, assurent les besoins accrus des usagers établis dans leur voisinage. Le diamètre des canalisations peut alors être plus faible que dans le cas d'une alimentation unique amont.

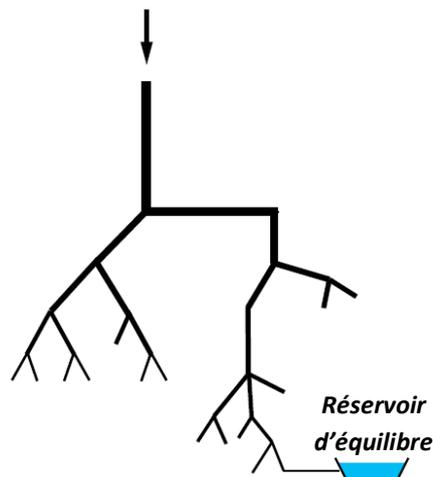


Figure 49. Réservoir d'équilibre installé dans un réseau ramifié

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

IV.5.2.2. Réseau Maillé

Le réseau maillé (Figure 50) dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

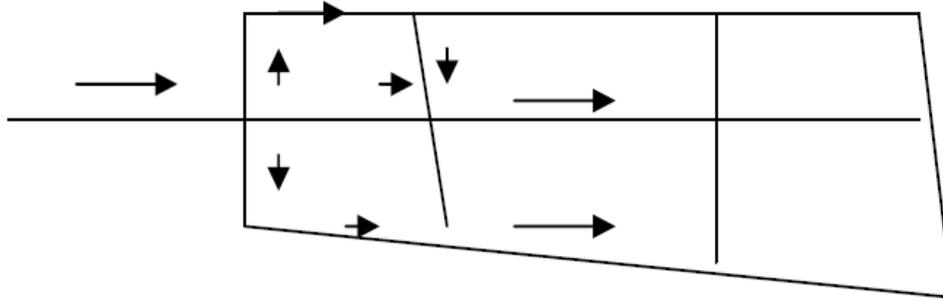


Figure 50. Schéma d'un réseau maillé

Ce type de réseaux présente les avantages suivants : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

IV.6. Considérations hydrauliques

IV.6.1. Débit

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

IV.6.2. Choix du diamètre des conduites

Le choix des diamètres doit tenir compte de quelques considérations :

- Se référer aux diamètres normalisés par les fournisseurs de conduite.
- Ne pas descendre au-dessous de 0,060, voire 0,080 m.
- Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 m ou, mieux encore, 0,150 m.

IV.6.3. Vitesse de l'eau

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,50 et 1,0 m/s. Les vitesses inférieures à 0,50 m/s favorisent les dépôts solides dans les

canalisations. Les vitesses supérieures à 1,0 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier.

Dans les voies secondaires, il est nécessaire parfois de prévoir des décharges systématiques en certains points : bouches de lavage ou d'arrosage, manœuvres des pompiers...etc., car les vitesses restent souvent inférieures à 0,50 m/s.

En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s.

IV.6.4. Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.
- Eviter les pressions supérieures à 50 m (prévoir en cas de besoin des réducteurs de pression ou encore projeter une distribution étagée)
- Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution

A titre indicatif, selon la hauteur des immeubles, le Tableau 3 montre les pressions maximales suivantes, au sol, exprimées en mètre d'eau.

Tableau 3. Pressions maximales au sol en fonction du nombre d'étage dans un immeuble (Tiré de Dupont 1977)

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Pression maximale au sol (m)</i>
1	12 à 15
2	16 à 19
3	20 à 23
4	24 à 27
5	29 à 32
6	33 à 36
7	37 à 40

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans leurs sous-sols, des groupes surpresseurs.

IV.7. Conditions spéciales d'incendie

Quelques dispositions sont à prendre en vue de la lutte contre les incendies (Si on utilise 120 m³ comme réserve d'incendie) :

- Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17l/s avec une pression au sol d'au moins 1 bar. Toutefois, exceptionnellement, cette pression pourra descendre jusqu'à 0,6 bar

- Des bouches d'incendie doivent être installées sur des canalisations maîtresses, espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques à défendre (diamètre normalisé à 0,100 m)

La condition d'incendie est souvent difficile à satisfaire dans les petites installations et oblige parfois à prévoir des diamètres surabondants pour les besoins normaux, risque d'être faible dans certains tronçons.

On peut éviter d'avoir recours directement au réseau dans les petites agglomérations en utilisant:

- Des points d'eau naturels (cours d'eau, mares, étangs)
- Des points d'eau artificiels (réserves sous une place publique)

NB : Dans le calcul du réseau de distribution, les débits d'incendie ne se cumulent pas avec les débits normaux de distribution. Il est considéré, qu'en cas de sinistre, la distribution peut, momentanément, être affectée par ce tirage exceptionnel

IV.8. Principe de calcul

IV.8.1. Définitions préliminaires

IV.8.1.1. Débit en route

Le débit en route (Q_r) est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon.

Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon, est calculé par l'une des deux méthodes suivantes :

Proportionnellement à la surface desservie par le tronçon : En fonction du nombre d'utilisateurs à desservir par le tronçon pendant l'heure de pointe. Il faut alors subdiviser l'agglomération en plusieurs zones suivant leur source (tronçon) d'alimentation.

$$Q_r(AB) = Q_{max}(zone 1) + Q_{max}(zone 2) \quad (22)$$

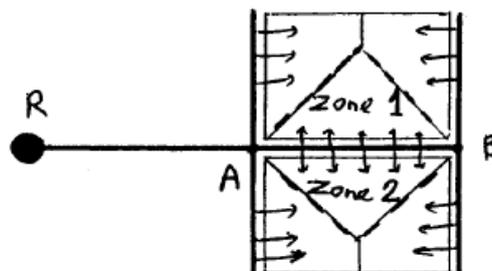


Figure 51. Répartition du débit en route proportionnel à la surface desservie

Proportionnellement à la longueur desservie par le tronçon : En utilisant le débit spécifique.

$$Q_r(AB) = q_{sp} \cdot L_{AB} \quad (23)$$

avec q_{sp} : Débit spécifique $q_{sp} = Q_{tot}/L_{tot}$

L_{tot} : Longueur totale du réseau de distribution.

Q_{tot} : Débit de point total consommé par l'agglomération.

Cette deuxième méthode, bien qu'elle soit moins précise, peut être utilisée dans l'alimentation des zones rurales ou, éventuellement, quand la consommation est homogène dans toute les zones à alimenter.

IV.8.1.2. Débit de calcul

Le long d'un tronçon de distribution, le débit est donc variable. La question qui se pose alors est la suivante : Avec quel débit faut-il calculer la perte de charge dans le tronçon ?

On utilise donc un débit fictif appelé débit de calcul (Q_c) supposé constant sur tout le tronçon

$$Q_c = Q_t + 0,55 \cdot Q_r \quad (24)$$

avec : Q_t est le débit transité

L'utilisation de cette valeur du débit fictif Q_c , supposé constant, reviendrait à remplacer le débit Q_r consommé par les abonnés situés tout le long de la conduite par deux grands consommateurs (voir Figure 52) :

- Le premier, situé au nœud amont A, qui consommerait $0,45 \cdot Q_r$
- Le second, situé au nœud aval B, et qui consommerait $0,55 \cdot Q_r$

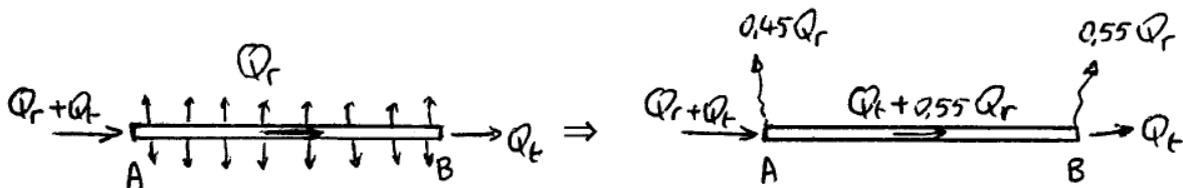


Figure 52. Illustration du concept du débit fictif Q_c

Ce calcul rigoureux est employé surtout pour l'étude des réseaux importants. En ce qui concerne les installations moyennes, on peut, sans grand inconvénient, puisqu'il introduit, en fait, une sécurité, faire le calcul avec le débit d'amont, sauf pour les conduites en impasse. C'est ordinairement, le calcul adopté en avant-projet.

L'utilisation de l'expression citée en avant pour la détermination du débit de calcul équivalent suppose que l'on connaît les sens de l'écoulement dans tous les tronçons de distribution. C'est le cas pour un réseau ramifié.

En revanche, dans le cas d'un réseau maillé, on ne connaît pas, a priori, le sens de l'écoulement dans tous les tronçons du réseau. D'autant plus que, au cours des itérations de calcul d'un réseau maillé, le sens de l'écoulement peut s'inverser dans quelques tronçons.

IV.8.2. Calcul d'une conduite sans débit en route

Pour le tronçon entre le réservoir et le premier nœud, il n'y a généralement pas de consommation (débit en route). Cette partie est dimensionnée de la même manière qu'une adduction gravitaire.

Il suffit de rechercher le diamètre qui permet d'écouler le débit avec une vitesse raisonnable. La perte de charge totale doit être telle qu'à l'extrémité de la conduite il reste, au sol, une pression suffisante.

IV.8.3. Calcul de réseaux ramifiés

Pour un réseau de distribution, on connaît donc les débits de pointe de la consommation (par analyse des besoins en eau). On doit choisir le tracé du réseau et la localisation des nœuds de calcul, en se limitant à des longueurs inférieures à 1000 mètres. On en déduit alors les longueurs des tronçons et les cotes des nœuds au sol.

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant d'un tronçon à un autre jusqu'au réservoir.

Les démarches à suivre sont les suivantes :

1. Détermination du sens d'écoulement de l'eau.
2. Répartition des débits en route (Q_r) selon les différents tronçons.
3. Calcul du débit transité (Q_t) et ensuite le débit calculé (Q_c) par $Q_c = Q_t + 0,55 \cdot Q_r$.
Pour cela, il faut partir de l'extrémité aval du réseau et remonter de proche en proche jusqu'au réservoir.
4. Choix du diamètre (D) qui permet d'écouler le débit calculé (Q_c) avec une vitesse acceptable (entre 0,50 et 1,50 m/s).
5. Calculer la perte de charge avec Q_c .
6. Calcul de la charge hydraulique en chaque nœud et en déduire la pression au sol.
7. Procéder ensuite à la vérification des conditions d'incendie

Si la pression au sol est insuffisante, il faut recommencer les calculs en prenant un diamètre plus grand pour diminuer les pertes de charge.

Par sécurité, on prend comme cote piézométrique de départ (H piézométrique amont), la cote de radier du réservoir.

Les calculs une fois effectués, il suffit de reporter sur un plan à échelle convenable les emplacements des canalisations avec l'indication de leurs diamètres. On dessine ensuite le profil en long des conduites ainsi que les profils piézométriques correspondants.

IV.8.3.1. Exemple de calcul

A titre d'exemple, on effectuera le calcul d'un réseau simple en suivant les démarches citées au-dessus.

Une ville dont le schéma de distribution est représenté par la (Figure 53) compte 2000 habitants.

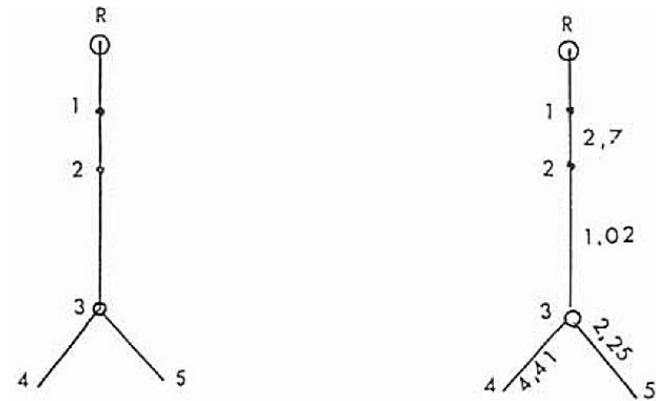


Figure 53. Schéma de distribution ramifié de la ville

A raison de 150 l/hab/j, la consommation journalière est de :

$$2000 \cdot 0,150 = 300 \text{ m}^3 = 3,47 \text{ l/s}$$

$$\text{Par habitant : } \frac{3,47}{2000} = 0,0017 \text{ l/s}$$

Ayant le nombre d'habitant desservi par chaque tronçon avec leurs longueurs, on dresse quatre tableaux :

- (Tableau 4) suivant l'étape 2.
- (Tableau 5) suivant l'étape 3.
- (Tableau 6) suivant les étapes 4, 5 et 6.
- (Tableau 7) suivant l'étape 7.

Tableau 4. Calcul des débits en route par tronçon

Tronçons	Nombre d'habitants	Consommation l/s	
		moyenne	de pointe (k = 3)
R - 1	0	—	—
1 - 2	520	$0,0017 \times 520 = 0,90$	2,70
2 - 3	200	$0,0017 \times 200 = 0,34$	1,02
3 - 4	850	$0,0017 \times 850 = 1,47$	4,41
3 - 5	430	$0,0017 \times 430 = 0,75$	2,25
	2000		10,38

Tableau 5. Calcul des débits transités (Q_t) et en route (Q_c)

Tronçons	Débits l/s		
	en route	transité	calculé
3 – 4	4,41	–	2,42
3 – 5	2,25	–	1,24
2 – 3	1,02	6,66	7,22
1 – 2	2,70	7,68	9,17
R – 1	–	10,38	10,38

Tableau 6. Calcul des diamètres des conduites

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. piéz. amont (m)	H. piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	10,38	0,0055	2,75	0,60	50,00	47,25	20	27,25
1 – 2	520	0,150	10,38	0,0055	2,86	0,60	47,25	44,39	21	23,39
2 – 3	200	0,125	7,68	0,008	1,60	0,65	44,39	42,79	18	24,79
3 – 4	400	0,080	2,42	0,008	3,20	0,50	42,79	39,59	17	22,59
3 – 5	100	0,060	1,24	0,022	2,20	0,25	42,79	40,59	16	24,59

j , J et V sont respectivement la perte de charge unitaire, totale et la vitesse d'écoulement.

Tableau 7. Vérification de la condition d'incendie

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. piéz. amont (m)	H. piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	17	0,016	8	1,00	50,00	42,00	20	22
1 – 2	520	0,150	17	0,016	8,32	1,00	47,00	33,68	21	12
2 – 3	200	0,125	17	0,042	8,40	1,40	33,68	25,28	18	7,28
3 – 4	400	0,080	17	j très grand					17	
3 – 5	100	0,060	17						16	

C'est ainsi que, jusqu'en 3, il est possible d'installer des bouches d'incendie.

La dernière sera posée au nœud 3 et, puisque la distance 3-5 est relativement courte, le feu pourrait être combattu à partir de ce point.

En ce qui concerne le tronçon 3-4, de 400 m de longueur, il sera plus prudent de prévoir une réserve d'incendie en 4, car on se trouve à l'extrême limite de l'action des lances d'incendie.

IV.8.4. Calcul des réseaux maillés

Le calcul des réseaux ramifiés, tel que nous l'avons vu, ne présente pas de difficulté. En revanche, le calcul des réseaux maillés est plus compliqué. Plusieurs méthodes ont été utilisées pour réaliser ce calcul. Une des méthodes la plus utilisée est celle de Hardy Cross, par approximations successives, et que nous allons présenter.

IV.8.4.1. Méthode de Hardy-Cross

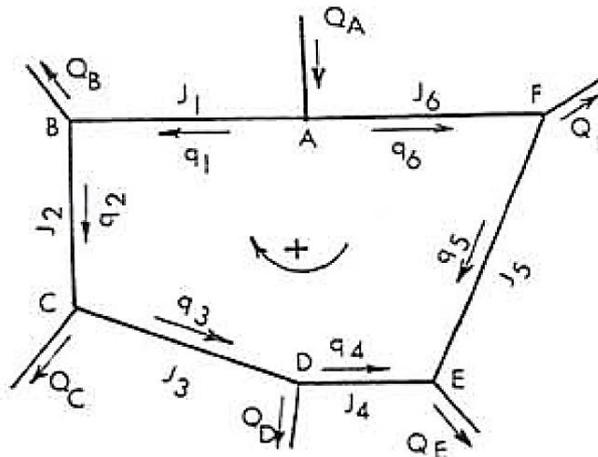


Figure 54. Illustration des sens d'écoulement dans une maille

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

1ere loi : En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.

On a donc pour le nœud A (Figure 54), et pour le sens d'écoulement supposé indiqué par les flèches :

$$Q_A = q_6 + q_1 \quad (25)$$

2eme loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

Cette loi, appliquée au contour ABCDEF, où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre, donne pour le sens d'écoulement de l'eau indiqué par les flèches :

$$J_6 + J_5 - J_4 - J_3 - J_2 - J_1 = 0 \quad (26)$$

La deuxième loi revient à écrire que, le long du parcours des deux écoulements en sens inverse, AFE et ABCDE, les pertes de charge engendrées par les débits qui y circulent sont égales.

La méthode Hardy-Cross consiste à :

- Fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement, tout en respectant la première loi.
- Choisir des diamètres de canalisation (en fonction des vitesses admissibles), tout au moins provisoires et calculer les pertes de charge correspondantes.
- Vérifier la validation de la deuxième loi.
- Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier la répartition initiale supposée des débits (Δq_1) afin de rectifier en conséquence les valeurs de perte de charge.

Dans l'exemple de la (Figure 9), si on ajoute au débit q_1 une valeur, il faudra la déduire de q_2 afin que la somme Q_A reste la même.

Sachant que les pertes de charge (J) sont proportionnelles au carré des débits, on peut écrire :

$$J_1 = R_1 \cdot q_1^2 \quad (27)$$

$$J_6 = R_6 \cdot q_6^2 \quad (28)$$

R_1 et R_6 représentant les résistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_6 .

En conséquence, la deuxième loi appliquée aux débits rectifiés donne :

$$R_1(q_1 + \Delta q_1)^2 - R_6(q_6 - \Delta q_1)^2 = 0 \quad (29)$$

En négligeant les termes en Δq_1^2 , on trouve :

$$\Delta q_1 = \frac{-R_1 q_1^2 + R_6 q_6^2}{2(R_1 q_1 + R_6 q_6)} \quad (30)$$

Ou, puisque : $R_1 = \frac{J_1}{q_1^2}$ et $R_6 = \frac{J_6}{q_6^2}$

$$\Delta q_1 = \frac{-J_1 + J_6}{2\left(\frac{J_1}{q_1} + \frac{J_6}{q_6}\right)} = -\frac{J_1 - J_6}{2\left(\frac{J_1}{q_1} + \frac{J_6}{q_6}\right)} \quad (31)$$

En étendant le raisonnement à un contour fermé quelconque, on obtient :

$$\Delta q_1 = -\frac{\sum J}{2 \sum \frac{J}{q}} \quad (32)$$

En réalisant plusieurs itérations et vérifier à chaque fois la deuxième loi, la somme algébrique des pertes de charge tend vers zéro. On arrête l'opération jusqu'à atteindre une très faible valeur (ex. <0.01).

Dans le cas d'une conduite commune (EF) entre deux mailles (Figure 55), on peut la considérer comme faisant partie de l'une ou de l'autre maille.

Si elle est considérée comme faisant partie de la maille I et, pour un sens supposé de l'écoulement dans EF donné par la flèche, le débit q qui parcourt cette conduite devra, d'après les conventions de signe, être affecté du signe positif (et négatif si elle est considérée dans la maille II).

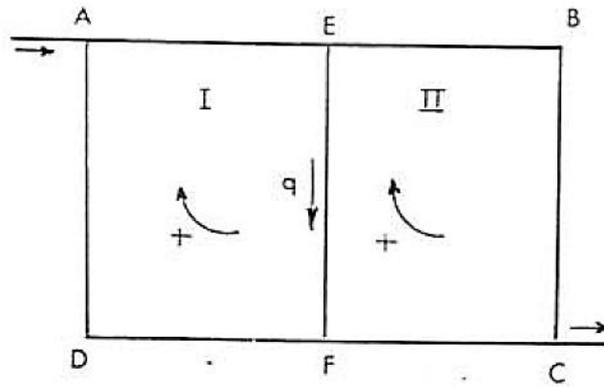


Figure 55. Conduite commune entre deux mailles

La correction du débit de la conduite EF pour cet exemple se fait donc $+\Delta q_I$ pour la maille I puisque le débit q est positif. Alors que pour la maille II, la correction du débit se fait par $-\Delta q_{II}$.

D'où la correction finale du débit EF :

$$\Delta q = +\Delta q_I - \Delta q_{II} \tag{33}$$

IV.8.4.2. Autres méthodes de résolutions

La méthode de Hardy-Cross présentée ci-dessous et d'autres méthodes à savoir, la méthode graphique et les méthodes expérimentales par analogie sont assez anciennes. Avec le développement des outils de calcul, d'autres méthodes sont couramment utilisées dans les logiciels développés. On peut citer la méthode de Newton Raphson et la méthode matricielle par mailles.

IV.9. Pose de la conduite

IV.9.1. Pose classique

La pose classique consiste à faire une tranchée pour y poser les conduites. Ces dernières se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. La largeur retenue est telle qu'il soit aisé d'y placer les conduites et autres éléments, d'y réaliser les assemblages, et d'y effectuer convenablement les remblais autour de la conduite. En pratique, la largeur de la tranchée, au fond, entre blindages s'ils existent, est au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des surlargeurs de 0,30 mètre de part et d'autre pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 et de 0,40 mètre au-delà de cette valeur.

Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, il est convenablement dressé. Il est aussi garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous de la conduite.

La protection contre le gel est obtenue par l'observation d'une profondeur de pose minimale :

- de 1 m au-dessus de la génératrice supérieure dans les régions tempérées ;
- de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux sont examinés à l'intérieur et débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits, leurs abouts doivent aussi être nettoyés. Pour les descendre à leurs places définitives, il est parfois nécessaire d'utiliser des moyens appropriés comme les chariots porte-tuyaux s'il s'agit de gros diamètres. Il est aussi primordial de ne pas poser la conduite sur des points durs (rochers, maçonnerie, etc.)

Une fois les joints essayés, revus s'il le faut, la tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées, le dessous et les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

À la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales telles que les ponceaux, les ponts, les aqueducs, les arcades, les tunnels, etc.

IV.9.2. Pose sans ouverture de tranchée

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment, de plus en plus précises et adaptées à des diamètres allant du \varnothing 20 mm en branchements au \varnothing 2 500 mm et plus.

Parmi leurs avantages, il faut relever :

- une moindre gêne pour les riverains des chantiers
- une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés,
- parfois une réduction des coûts.

L'usage différencie les techniques de fonçage pour les \varnothing 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

IV.9.2.1. Fonçage

Les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente.

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins, un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal (généralement celui du bâti porte-fourreau). Simultanément, un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau ; les déblais sont transportés vers l'arrière de ce dernier. L'évacuation des déblais, suivant les appareils et le diamètre, se fait par voie mécanique, hydraulique ou manuelle.

Lorsque la conduite à mettre en place présente des caractéristiques mécaniques suffisantes, elle peut être utilisée directement en lieu et place du fourreau ; on dispose à son extrémité une trousse coupante. Pour des longueurs importantes, la résistance au frottement devient trop

grande et l'on exécute le forage par sections, en utilisant des stations intermédiaires et une lubrification de la circonférence extérieure du tuyau foncé au moyen d'une suspension de bentonite. La station intermédiaire est constituée d'un anneau fixe et d'un anneau de poussée ; entre les deux sont disposés des vérins hydrauliques.

IV.9.2.2. Forage

Il existe plusieurs techniques de pose par forage.

IV.9.2.2.1. Forage horizontal par poussée

La technique utilisée est sensiblement identique à celle du fonçage, elle est appliquée aux diamètres inférieurs à 800 mm pour lesquels on ne peut accéder au front de taille. On utilise une tarière avec tête équipée de lames ou de dents en carbure de tungstène, ou marteau fond de trou ; l'évacuation des terres se fait simultanément à l'avancement par vis hélicoïdale.

IV.9.2.2.2. Forage par compactage

Ce procédé, maintenant très répandu, est mis en œuvre notamment pour la réalisation des branchements de petits diamètres. Il s'agit d'un forage par compactage du terrain, réalisé par l'intermédiaire d'un fonceur pneumatique qui crée le passage. La direction d'envoi de la fusée est réalisée au démarrage, à l'aide d'une lunette de visée placée dans la fouille de départ, et d'un jalon gradué placé dans la fouille d'arrivée. À l'issue du fonçage, un tube en polyéthylène est introduit soit directement dans le passage réalisé par la fusée, soit lorsque le terrain est bouillant, à l'intérieur d'un fourreau tracté à la suite de la tête du fonceur.

Si l'on veut conserver une bonne précision quant à la cote d'arrivée, il convient de limiter les tronçons à une longueur de 10 m, qui peut atteindre 40 m, en utilisant une sonde de positionnement qui permet de connaître le cheminement de la fusée

IV.9.2.2.3. Forage dirigé

Le développement des canalisations autobutées souples ou supportant des écarts angulaires aux joints, la diminution du nombre des raccords (pour les PE) – raccords sans surépaisseur – ou des techniques de fonte adaptées avec faible surépaisseur, aux joints automatiques de maniement pratique, ont permis la généralisation de pose par forage dirigé.

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes. Dans un premier temps, une tête de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite. C'est une sonde, associée à un récepteur d'ondes, placée sur la tête de forage qui permet de connaître sa position exacte et donc de diriger le forage. Lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage.

Le contrôle en 3D de la position de tête de forage est effectué depuis la surface par un géoradar tenu manuellement par un opérateur.

On peut également utiliser une tête en biseau qui tourne pour effectuer les corrections de tir.

Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où l'on aura disposé une ventouse.

IV.10. Applications

IV.10.1. Exercices

1) Une conduite d'AEP 2-3, assurant un débit en route $Q_{r2-3} = 30 \text{ l/s}$ et un débit transité $Q_3 = 17 \text{ l/s}$ au point 3, est reliée à un réservoir par une conduite d'amené 1-2. Si la pression de service (pression au sol) à assurer au point 3 est $P_{sol\ 3} = 20 \text{ m}$

- Calculer la cote de radier du réservoir A.

On donne :

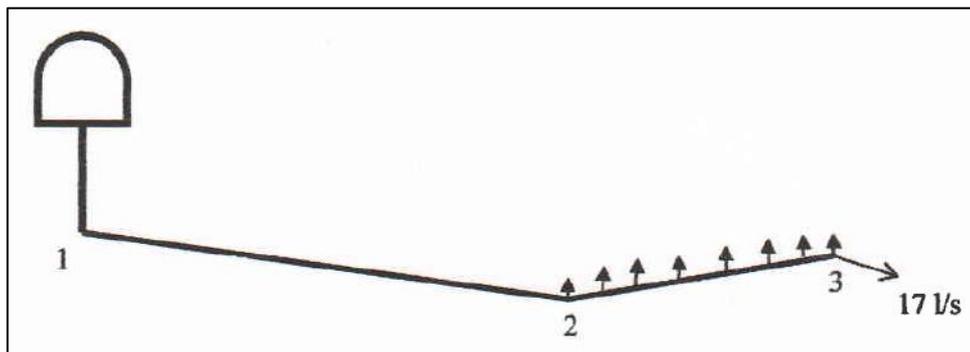
La cote de terrain naturel du point 3 : $Z_3 = 20 \text{ m}$.

La cote de terrain naturel du point 2 : $Z_2 = 17.5 \text{ m}$.

La conduite 2-3 a une longueur $L_{2-3} = 250 \text{ m}$ et un diamètre $D_{2-3} = 250 \text{ mm}$

La conduite 1-2 a une longueur $L_{1-2} = 1 \text{ km}$ et un diamètre $D_{1-2} = 300 \text{ mm}$

Le coefficient de perte de charge est pris égal à $\lambda = 0.02$



Si la cote du point 1 est $Z_1 = 25 \text{ m}$, calculer la surélévation à donner au réservoir

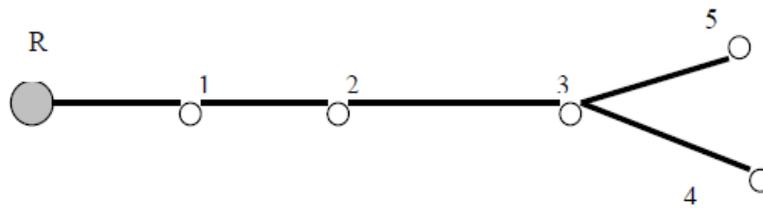
- Calculer la pression au sol du point 2

2) Supposons une ville de 2000 habitants et le réseau de distribution suivant :

La consommation journalière par habitant est de 150 l

Désignation des tronçons	Nombre d'habitants	Longueurs
R- 1	-	500
1 - 2	520	520
2 - 3	200	200
3 - 4	850	400
3 - 5	430	100

Nœud	Côte du sol (m)
1	20
2	21
3	18
4	17
5	16



Facteur de pointe = 3 $k = 2 \cdot 10^{-3}$ Côte réservoir : 50 m

- Procéder au dimensionnement du réseau.
- Vérifier la capacité du réseau à faire passer le débit d'incendie.

IV.10.2. Solutions

1) On a :

$$P_3 = P_1 + \Delta Z_{1-3} - \Delta h_{1-3} = P_1 + (Z_1 - Z_3) - \Delta h_{1-2} - \Delta h_{2-3}$$

$$\text{Avec } \Delta h_{1-2} = \frac{\lambda \cdot Q_{1-2}^2 \cdot L_{1-2}}{2 \cdot g \cdot \frac{\pi^2}{16} \cdot D_{1-2}^5}$$

$$\text{Où } Q_{1-2} = Q_{t\ 2-3} + Q_{r\ 2-3} = (17 + 30) \cdot 10^{-3} = 0,047 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow \Delta h_{1-2} = \frac{0,02 \cdot 0,047^2}{2 \cdot 9,81 \cdot \frac{\pi^2}{16} \cdot 0,3^5} \cdot 1000 = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Et de même } \Delta h_{2-3} = \frac{\lambda \cdot Q_{2-3}^2 \cdot L_{2-3}}{2 \cdot g \cdot \frac{\pi^2}{16} \cdot D_{2-3}^5}$$

$$\text{Où } Q_{2-3} = Q_{t\ 2-3} + 0,55 \cdot Q_{r\ 2-3} = (0,55 \cdot 30 + 17) \cdot 10^{-3} = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow \Delta h_{2-3} = \frac{0,02 \cdot 0,033^2}{2 \cdot 9,81 \cdot \frac{\pi^2}{16} \cdot 0,25^5} \cdot 250 = 0,46 \text{ m}$$

$$h = P_1 = P_3 - (Z_1 - Z_3) + \Delta h_{1-2} + \Delta h_{2-3} = 20 - (25 - 20) + 1,5 + 0,46 = 16,96 \text{ m}$$

La pression au point 2 est :

$$P_2 = P_1 + \Delta Z_{1-2} - \Delta h_{1-2} = P_1 + (Z_1 - Z_2) - \Delta h_{1-2} = 16,96 + (25 - 17,5) - 1,5 = 22,96 \text{ m}$$

2) La consommation journalière par habitant = 150 l/j/hab = 0,0017 l/s/hab

Pour calculer le débit par tronçon, on dresse le tableau suivant :

Tronçon	Nbr d'habitant	Consommation l/s	
		Moyenne	De pointe ($k = 3$)
R - 1	0	-	-
1 - 2	520	$0,0017 \cdot 520 = 0,90$	$0,90 \cdot 3 = 2,70$
2 - 3	200	$0,0017 \cdot 200 = 0,34$	$0,34 \cdot 3 = 1,02$
3 - 4	850	$0,0017 \cdot 850 = 1,47$	$1,47 \cdot 3 = 4,41$
3 - 5	430	$0,0017 \cdot 430 = 0,75$	$0,75 \cdot 3 = 2,25$

On calcul la répartition des débits à partir de la formule $Q_c = Q_t + 0,55 Q_r$

Tronçon	Débit l/s		
	En route Q_r	Aval Q_t	Du tronçon $Q_c = Q_t + 0,55 Q_r$
3 - 4	4,41	-	2,42
3 - 5	2,25	-	1,24
2 - 3	1,02	6,66	7,22
1 - 2	2,70	7,68	9,17
1 - R	-	10,38	10,38

Pour un diamètre D, on vérifie, à l'aide des tables de Colebrook, qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon, la vitesse obtenue est acceptable et que la perte de charge total J donne finalement, au sol, une pression suffisante.

Pour calculer la pression au sol, on dresse le tableau suivant :

Tronçon	L (m)	D (m)	Q (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. Piéz. amont (m)	H. Piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pressions sol (m)
R - 1	500	0,150	10,38	0,005187	2,59	0,6	50,00	47,41	20	27,41
1 - 2	520	0,150	9,07	0,004374	2,27	0,55	47,41	45,13	21	24,13
2 - 3	200	0,125	7,22	0,006668	1,33	0,6	45,13	43,80	18	25,80
3 - 4	400	0,060	2,43	0,008284	3,31	0,5	43,80	40,48	17	23,48
3 - 5	100	0,050	1,22	0,024673	2,47	0,62	40,48	38,02	16	22,02
<i>Vérification de la condition incendie</i>										
R - 1	500	0,150	17	0,014268	7,13	1,00	50,00	42,87	20	22,87
1 - 2	520	0,150	17	0,014268	7,42	1,00	42,87	35,45	21	14,45
2 - 3	200	0,125	17	0,035964	7,19	1,40	35,45	28,25	18	10,25
3 - 4	400	0,060	17	j très			28,25	-	17	-
3 - 5	100	0,050	17	grand			28,25	-	16	-

Pour la vérification de la condition incendie, jusqu'au nœud 3, il est possible d'installer des bouches d'incendie. La dernière sera posée en 3 et, puisque la distance 3-5 est relativement courte, le feu pourrait être combattu à partir de ce point.

En ce qui concerne le tronçon 3-4, de 400 m de longueur, il sera plus prudent de prévoir une réserve d'incendie en 4, car on se trouve à l'extrême limite de l'action des lances d'incendie.

CHAPITRE V
ORGANES ACCESSOIRES – ROBINETTERIE

CHAPITRE V

V.1.	Introduction	86
V.2.	Robinets vannes.....	86
V.3.	Crépine	87
V.4.	Ventouse.....	88
V.5.	Réducteur de pression et de débit.....	89
V.5.1.	Stabilisateur de pression	89
V.5.1.1.	Stabilisateur de pression aval.....	90
V.5.1.2.	Stabilisateur de pression amont / vanne de décharge	91
V.5.2.	Réducteur de débit	92
V.6.	Clapet anti-retour.....	92
V.6.1.	Clapet à battant	93
V.6.2.	Clapet à boule	94

Introduction

Dans tout adduction ou réseau de distribution des eaux, on trouve différents accessoires qui assurent un bon fonctionnement du système et dont l'installation varie selon la situation. Leurs rôles peuvent être à but sécuritaire et donc primordiale ou optionnel pour assurer une meilleure exploitation. Dans ce chapitre, on trouve un aperçu sur ces différents accessoires ainsi que leurs principes de fonctionnement.

V.2. Robinets vannes

On distingue les robinets vannes à opercule (ou à coin) (Figure 56) et les vannes papillon (Figure 57).

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

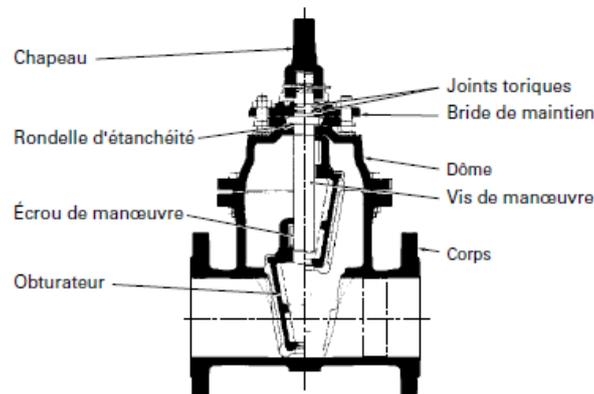


Figure 56. Schéma d'un robinet vanne à opercule (tirée du document GHM)

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.

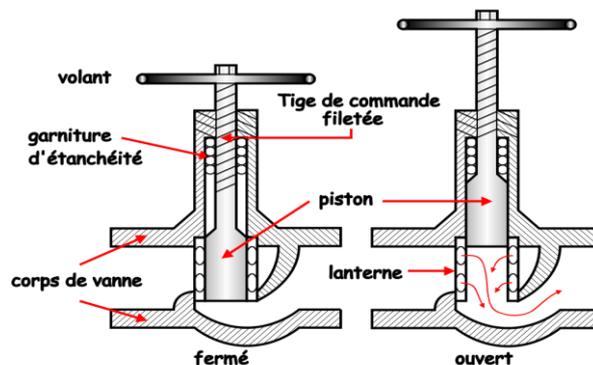


Figure 57. Schéma d'un robinet vanne à papillon (tirée du site www.azprocede.fr)

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

A partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm), les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

V.3. Crépine

La crépine est un filtre le plus souvent métallique (ou en matériaux de synthèse), de forme sphérique ou cylindrique qui se positionne à l'extrémité d'un tuyau d'aspiration de la pompe d'un puits ou d'un forage, afin d'exploiter l'eau. Il s'agit du premier filtre placé en amont de la pompe et destiné à arrêter les corps étrangers tout en laissant passer l'eau afin de protéger la pompe.



Figure 58. Photo d'une crépine (tirée du site www.Puits-et-Forages.com)

La crépine (Figure 58), c'est l'élément principal de l'équipement d'un forage d'eau. C'est une pièce de précision qui doit être construite après l'établissement de la courbe granulométrique.

La crépine constitue un élément actif dans un forage, elle permet de laisser pénétrer une grande quantité d'eau exempte de sable avec une perte de charge aussi réduite que possible. Chaque forage possède une formation géologique différente. Ainsi le choix d'une crépine fiable et robuste est impératif pour le bon déroulement de l'opération de pose et de pompage. La crépine est étudiée pour résister à des formations géologiques qui varient en fonction de la profondeur.

Le choix d'une crépine pour pompe se fait en fonction de plusieurs critères :

- **Résistance à la pression** : le choix de la crépine s'effectue en fonction de la résistance attendue, car à la pression qu'exerce le terrain peut s'ajouter la pression hydraulique. Le type de la crépine est donc choisi en fonction des conditions géologiques et de la profondeur du forage.
- **Résistance à la corrosion** : le degré d'agressivité des eaux souterraines oriente dans le choix du matériau de la crépine. Elle peut être constituée de PVC, de polyéthylène ou d'acier inoxydable, par exemple.

- **Géométrie des ouvertures** : la crépine doit laisser passer le maximum d'eau tout en arrêtant le sable et les particules. Un compromis est donc à trouver entre le risque de colmatage de fentes sous-dimensionnées et le passage de sables et de graviers. Les fabricants proposent une gamme d'ouvertures adaptée à toutes les formations géologiques.

La définition de l'ouverture des crépines et du massif filtrant suppose de connaître la granulométrie du terrain. Différentes méthodes empiriques sont donc appliquées pour arriver à un compromis idéal entre limitation des venues de fines et performance de l'ouvrage en termes de pertes de charge.

V.4. Ventouse

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques (Figure 59) sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

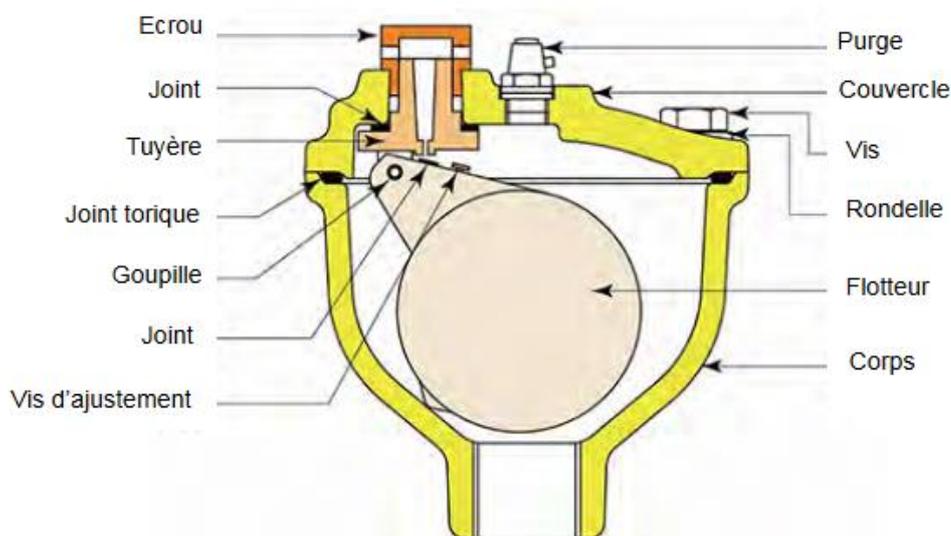


Figure 59. Schéma descriptive d'un purgeur (Tirée du document Pont A Mousson)

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et,

réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

V.5. Réducteur de pression et de débit

V.5.1. Stabilisateur de pression

D'un point de vue environnemental, des quantités importantes d'une eau précieuse sont perdues et l'énergie utilisée pour la traiter et la distribuer est également gaspillée.

Pour les services des eaux, l'eau qui a été produite, mais perdue avant d'atteindre le client à cause de fuites, détériorations ou mesures inexactes sera non facturée, et est une source de coûts indésirables.

Les vannes de régulation (ou stabilisateur) automatiques servent à fournir des conditions de pression et d'écoulement optimales, ce qui se traduit par :

- Réduction des pertes d'eau dues aux fuites
- Risque réduit de coup de bélier et d'éclatement de conduite
- Moins de perturbations pour les consommateurs
- Risque minimisé de contamination
- Économies pour les compagnies des eaux

Le réducteur de pression est un appareil totalement autonome, il réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante.

On trouve généralement deux types de stabilisateur de pression :

- Stabilisateur de pression aval.
- Stabilisateur de pression amont / vanne de décharge.

V.5.1.1. Stabilisateur de pression aval

Un stabilisateur de pression aval réduit automatiquement une haute pression d'entrée en une basse pression de sortie indépendamment des variations de débit ou de pression amont.

La mise en situation est décrite dans un exemple illustré dans la (Figure 60). La pression de la conduite principale est de 7 à 8 bars, ce qui convient pour alimenter les consommateurs dans la zone A, mais trop élevée pour les consommateurs de la zone B. Par conséquent, une vanne de réduction de pression est installée pour réduire la pression à 3 bars dans la zone B. Le principe de fonctionnement d'un stabilisateur de pression aval est décrit dans la (Figure 61).

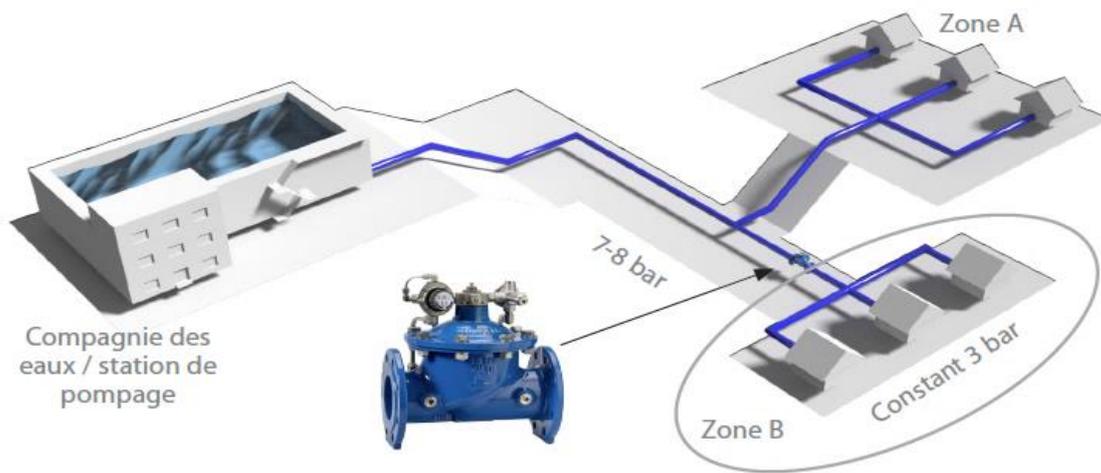


Figure 60. Mise en situation d'un stabilisateur de pression aval (Tirée du document AVK)

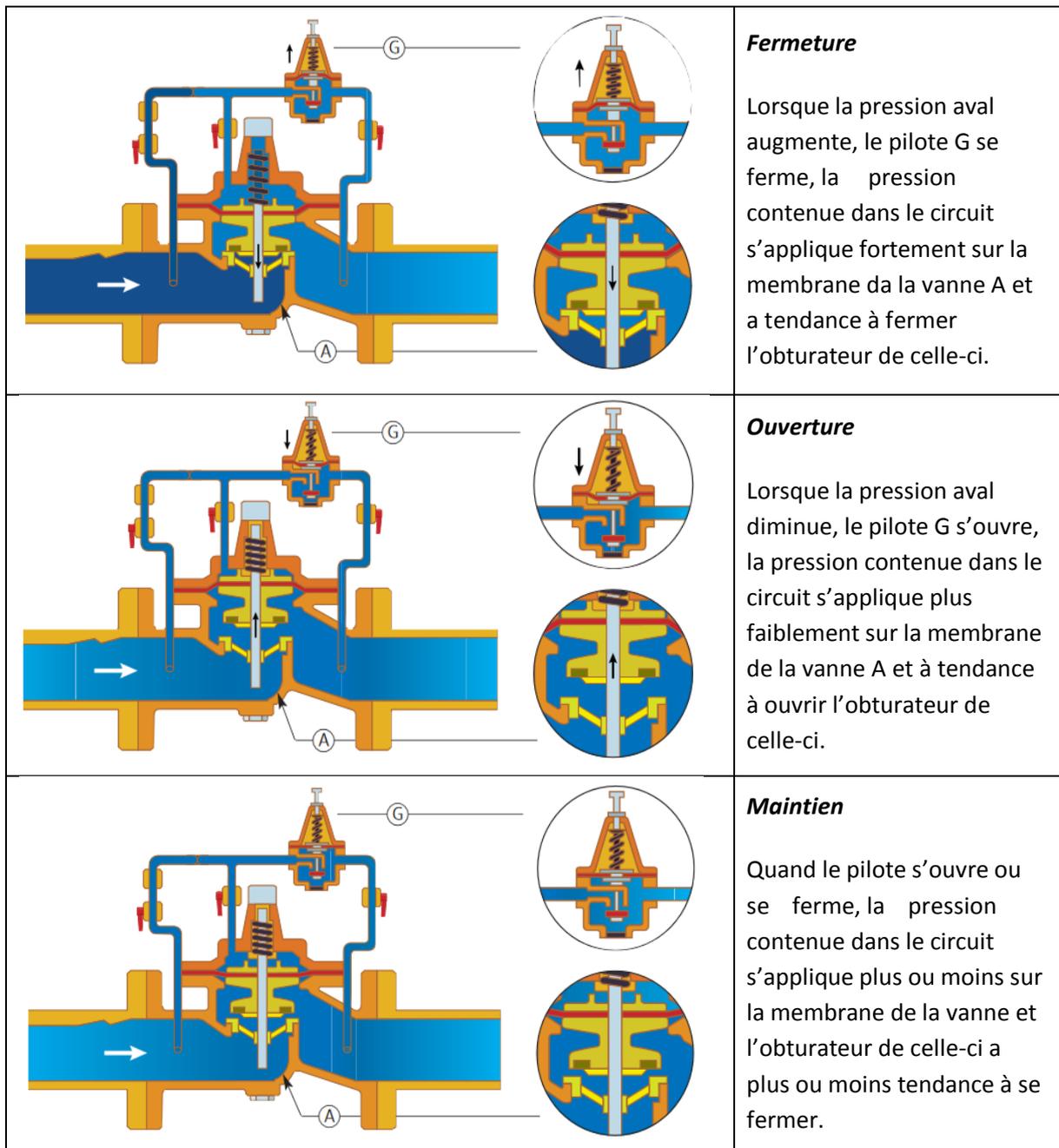


Figure 61. Principe de fonctionnement d'un stabilisateur aval (Tirée du document Socla)

V.5.1.2. Stabilisateur de pression amont / vanne de décharge

Un stabilisateur de pression amont maintient automatiquement une pression d'entrée pré réglée minimale en évacuant les surpressions, indépendamment des variations de débit.

La mise en situation est décrite dans un exemple illustré dans la (Figure 62). Lorsque le réservoir d'eau se remplit, la pression baisse, laissant les consommateurs sans eau. Par conséquent, une vanne de maintien de pression est installée pour maintenir la pression dans le réseau d'eau.

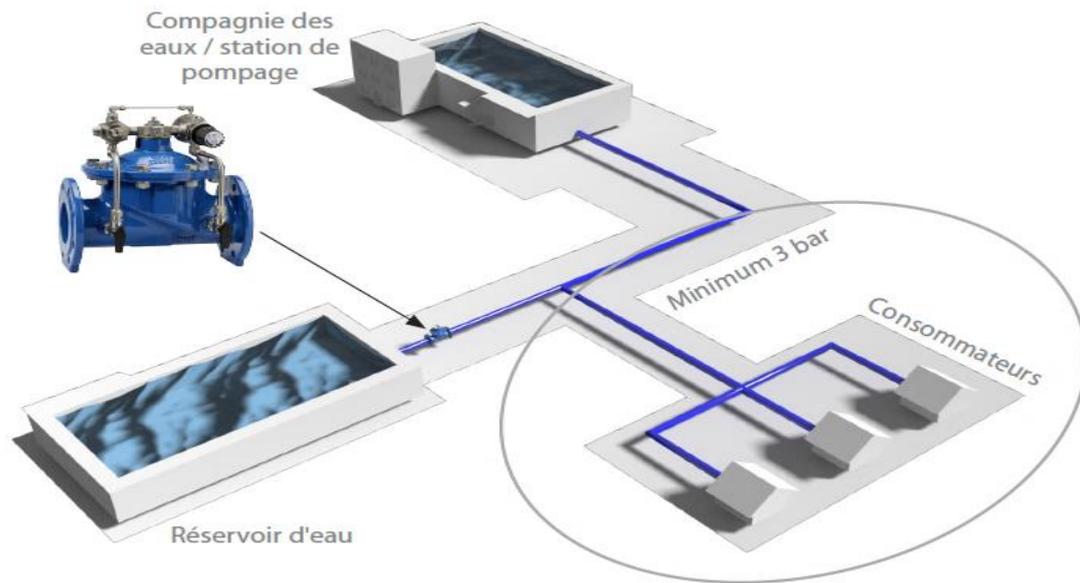


Figure 62. Mise en situation d'un stabilisateur de pression amont / vanne de décharge
(Tirée du document AVK)

Le pilote de maintien de la pression réagit aux moindres changements de la pression d'entrée, en ajustant la position de la vanne. Si la pression d'entrée chute sous le point de consigne, la vanne principale se ferme ou module pour assurer une pression amont minimale. La vanne maintient une contre-pression minimale et permet un écoulement normal. La soupape de décharge reste normalement fermée et ne s'ouvre que lorsque la pression dépasse un point de consigne prédéterminé.

V.5.2. Réducteur de débit

Contrôle et maintient un débit maximum pré réglé en sortie de vanne quelles que soient les variations des pressions amont et aval.

Cette vanne peut être utilisée en contrôle de débit d'une pompe vers un système de distribution ou d'irrigation, en limitation de débit pour alimenter un réseau secondaire.

V.6. Clapet anti-retour

Les clapets anti-retours sont généralement installés dans des canalisations pour empêcher le refoulement. Un clapet anti-retour est unidirectionnel, c'est à dire que le liquide circule dans un seul sens. Si le flux change de sens, le clapet se fermera pour protéger la tuyauterie, les vannes, les pompes, etc. S'il y a reflux et qu'aucun clapet n'est installé, un coup de bélier peut se produire. Les coups de bélier se produisent souvent avec une force extrême et peuvent endommager la conduite et la robinetterie.

Les clapets anti-retours sont utilisés dans de nombreuses applications. Ils sont souvent placés à la sortie d'une pompe pour la protéger du reflux. Les pompes centrifuges (le type de pompe le plus courant) ne sont pas auto-amorçables, les clapets anti-retours sont essentiels pour conserver

de l'eau dans les tuyaux. Les clapets anti-retours sont installés pour s'assurer que le liquide ne redescende pas.

Lors du choix d'un clapet anti-retour, il est important de faire une analyse coûts-bénéfices du système complet. Souvent, l'objectif est de réduire les coûts tout en obtenant la perte de charge la plus faible possible. En ce qui concerne les clapets anti-retours, une plus grande sécurité équivaut à une perte de charge plus élevée.

Les clapets anti-retours les plus courants pour eau potable et assainissement sont :

- Le clapet à battant.
- Le clapet à boule.

Leur fonctionnement est différent mais leur fonction est la même

V.6.1. Clapet à battant

Un clapet anti-retour à battant est monté avec un disque qui pivote sur une charnière ou un axe. Le disque se soulève du siège pour permettre l'écoulement dans un sens. Lorsque le débit est arrêté, le disque se rabat sur le siège pour bloquer le reflux. Le poids du disque et le flux de retour ont un impact sur les caractéristiques d'arrêt du clapet.

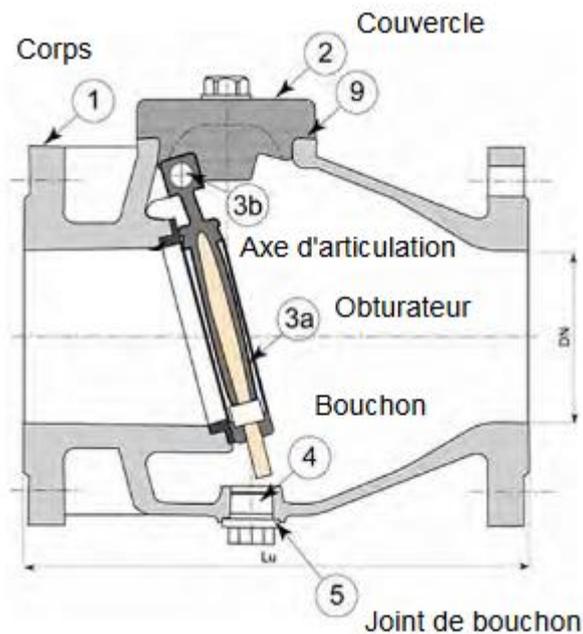


Figure 63. Schéma de clapet anti-retour à battant (tirée du document Pont A Mousson)

Souvent un levier et un contrepoids ou un levier et un ressort sont montés pour améliorer les performances. Les clapets anti-retours avec levier et contrepoids conviennent aux installations présentant un risque accru de coups de bélier avec des vitesses de flux standard. Les clapets anti-retours avec levier et ressort de rappel conviennent pour les pressions élevées, les contre-pressions insuffisantes et les vitesses de débits élevées.

V.6.2. Clapet à boule

Un clapet à boule fonctionne au moyen d'une boule qui monte et descend à l'intérieur du clapet. Une cavité de forme conique permet de guider la boule et ainsi arrêter le flux.

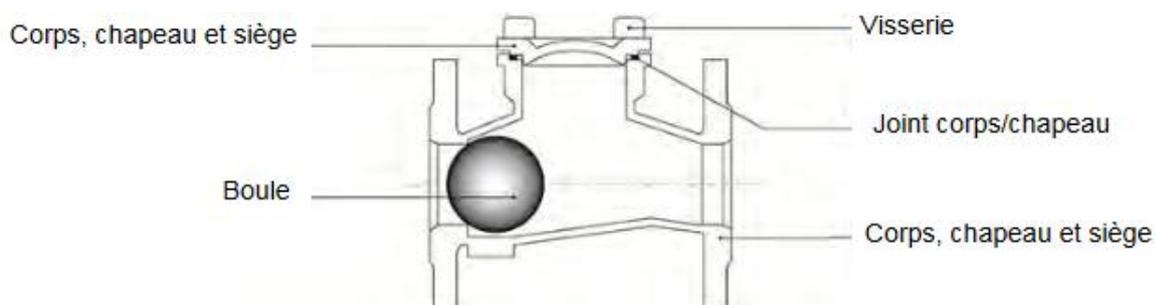


Figure 64. Schéma de clapet anti-retour à boule (document de pont à mousson)

Si le clapet n'est pas suffisant, il est possible de choisir une boule plus légère. A l'inverse si un coup de bélier se produit lorsque la pompe s'arrête, cela peut être résolu en choisissant une boule plus lourde.

Les clapets anti-retours à boule sont souvent utilisés dans les stations de pompage qui sont rarement surveillées, car elles n'exigent qu'un entretien limité.

VI. Référence bibliographique

- Abhash A. (2004) Water supply engineering (intakes), central compus, Pulchowk.
- Adam P. et Baptiste P. (2003) Hydrogéologie & forage d'eau, Guayaquil, Equateur.
- Bennis S. (2009) Hydraulique et hydrologie, presses de l'université du Québec.
- Brière, F. (1997) Distribution et collecte des eaux, Montréal, Editions de l'École polytechnique de Montréal.
- Bureau de recherches géologiques et minières (1995) Les techniques de forage utilisées en eau minérale, Note technique n° 2.
- Catalogue SOCLA (2019) Catalogue tarif. Des marques expertes pour la gestion des fluides
- Document AVK (2018) Vannes de régulation – stabilisateur de pression amont et aval
- Dupont A. (1977) Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux.
- Dupont A. (1978) Hydraulique urbaine, Tome 1, Hydrologie – Captage et traitement des eaux.
- Garroustet E. et Pyot L. (2016) Le forage d'eau : de la conception à la réalisation. Document Ginger Burgeap. SFEG.
- Godart H. (2008) Adduction et distribution d'eau, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- Guide Pont A Mousson (2004) Adduction d'eau : Canalisation pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation. Tuyaux et raccords en fonte ductile.
- Jean-loup R. (2004) cours hydraulique urbaine. Département de génie civil, faculté des sciences et de génie, Université de Laval.
- Schleiss A. (2008) cours aménagements hydrauliques. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Valdes P. et Perez A. (2004) Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond, Agence Nationale des Barrages et Transferts.