

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Hydraulique



Polycopie du cours

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
Licence LMD Hydraulique



Réalisé par : Dr. Benzannache Naziha

Année Universitaire : 2020-2021

Sommaire

Liste des Figures.....	4
Liste des Tableaux.....	4
Avant-propos.....	6
Chapitre 1: Généralités.....	7
Chapitre 2 : Schéma général de distribution d'eau	8
2.1 Eléments d'un système d'alimentation d'eau	9
2.2 Classification des systèmes de distribution d'eau	9
2.2.1 Cas d'une distribution à partir d'une source superficielle.....	9
2.2.2 Cas d'une distribution à partir d'une source souterraine.....	10
2.2.3 Systèmes de distribution d'eau industrielle	11
Chapitre 3 : Les besoins en eau du milieu urbain	13
3.1 Régime de la consommation.....	13
3.2 Estimation des populations à desservir.....	13
3.2.1 Source d'information	14
3.2.2 Progression arithmétique.....	14
3.2.3 Progression géométrique	14
3.2.4 Accroissement à taux décroissant	15
3.3 Estimation des besoins en eau	15
3.3.1 Types de besoins en eau	15
3.4 Différents types de consommation	18
3.4.1 Consommation totale moyenne	18
3.4.2 Consommation de pointe journalière.....	18
3.4.3 Consommation de pointe horaire.....	18
3.5 - Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau	20
Chapitre 4 : Adduction des eaux.....	23
4.1 Introduction	23
4.1.1 Aqueducs à l'écoulement à surface libre	24
4.1.2 Adduction gravitaire en charge	24
4.2 Considérations hydrauliques.....	24
4.2.1 Ecoulement en charge.....	24
4.3 Nature, accessoires, ouvrages annexes et protection des conduites :	38
4.3.1 Nature des conduites	38
4.3.2 Accessoires.....	39
4.3.4 Protection des conduites	41
4.3.5 Protection des canalisations contre la corrosion	41

Chapitre 5 : Réservoirs	43
5.1 Rôle des réservoirs.....	43
5.2 Volume des réservoirs	44
5.2.1 <i>Calcul forfaitaire</i>	44
5.2.2 <i>Calcul approximatif</i>	44
5.3 Calcul de la capacité d'un réservoir ou réserve d'équilibre pour une adduction	45
5.4 Emplacement des réservoirs	48
5.4.1 <i>Branchement particulier d'abonnés. Pression au sol demandée</i>	48
5.4.2 <i>Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire</i>	49
5.4.3 <i>Emplacement géographique des réservoirs</i>	49
5.5 Classification et équipements des réservoirs	51
5.5.1 <i>Classification des réservoirs</i>	51
5.5.2 <i>Fontainerie d'équipement des réservoirs</i>	51
Chapitre 6 : Réseaux de distribution	54
6.1 - Réseaux de distribution	54
6.1.1 - <i>Structure des réseaux</i>	54
6.1.2 - <i>Hypothèses de calcul</i>	56
6.1.3 - <i>Principes de calcul</i>	57
6.2 Calcul des réseaux ramifiés	58
6.3 Calcul des réseaux maillés.....	61
6.3.1 <i>Vérification de la condition d'incendie</i>	64
Références bibliographiques	68

Liste des Figures

Figure 1 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable	9
Figure 2 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable	11
Figure 3 : Système de distribution d'eau à passage directe.....	11
Figure 4 : Système de distribution avec réutilisation des eaux	12
Figure 5 : Graphique de la consommation d'eau	22
Figure 6 : Schéma général d'alimentation en eau potable	23
Figure 7 : Profil piézométrique d'une conduite de diamètre variable.....	29
Figure 8 : Profil piézométrique d'une conduite entre un réservoir et une sortie libre	30
Figure 9 : Profil piézométrique d'une conduite de diamètre constant	30
Figure 10 : Adduction gravitaire reliant deux réservoirs	31
Figure 11 : Profil piézométrique situé au dessus du sol.....	32
Figure 12 : Passage d'une crête.....	33
Figure 13 : Ligne piézométrique recommandée.....	34
Figure 14 : Vanne de sectionnement.....	39
Figure 15 : Coudes à différents angles	39
Figure 16 : Cône de réduction	40
Figure 17 : Té de raccordement.....	40
Figure 18 : Capacité théorique en adduction continue.....	46
Figure 19 : Capacité théorique en adduction discontinue	47
Figure 20 : Branchement d'abonnés et pression au sol demandée.....	48
Figure 21 : Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire	49
Figure 22 : Emplacement des réservoirs a) réservoir en ville, b) réservoir sur captage	50
Figure 23 : Emplacement des réservoirs	50
Figure 24 : Différents types de réservoirs	52
Figure 25 : Equipement des réservoirs	53
Figure 26 : Réseau ramifié	54
Figure 27 : Réseau maillé.....	55
Figure 28 : Réseau étagé	55
Figure 29 : Répartition uniforme du débit en route sur la longueur du tronçon	58
Figure 30 : Réseau ramifié	59
Figure 31 : Représentation d'une maille	61
Figure 32 : Mailles adjacentes.....	63

Liste des Tableaux

Tableau 1 : Valeur du coefficient β	19
Tableau 2 : Valeurs du coefficient de Hazen-Williams C_{HW}	25
Tableau 3 : Calcul des frais d'amortissement	37
Tableau 4 : Calcul des frais d'exploitation.....	38
Tableau 5 : bilan des frais	38
Tableau 6: Calcul des consommations moyennes et de pointe	59
Tableau 7: Calcul des débits de tronçon.....	60
Tableau 8: Calcul hydraulique du réseau	60
Tableau 9: Vérification du réseau avec le débit d'incendie	61
Tableau 10: Calcul des réseaux maillés (type).....	64
Tableau 11: Calcul du réseau de maillé	66

Avant-propos

Ce polycopié de cours, intitulé : Alimentation en eau potable répond au programme officiel du ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique. Il est destiné aux étudiants de la troisième année LMD, option hydraulique (5ème semestre) du domaine Sciences et Techniques des universités et écoles d'ingénieurs Algériennes.

Il constitue une suite au module d'hydraulique générale, et a pour objectif de fournir les bases nécessaires à la conception et au calcul des différents éléments constituant un système d'alimentation en eau potable. Il est constitué de six chapitres qui s'enchainent comme suit :

Le premier chapitre se consacre à des généralités, il sera suivi par un deuxième exposant les différents systèmes de distribution d'eau. Quand à l'estimation des différents besoins en eau potable, elle sera donnée en troisième chapitre. Le transport des eaux par adduction et leur stockage dans les réservoirs seront abordés en chapitres quatre et cinq. Enfin le dernier chapitre sera réservé à l'analyse et au dimensionnement des réseaux de distribution.

Chapitre 1: Généralités

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques de l'homme, dépendent profondément et d'une manière principale, de la disponibilité de l'eau ; en quantité suffisante et en bonne qualité.

Cette ressource qui a été, pendant longtemps, considérée comme abondante et inépuisable et dont l'utilisation ne posait pas de problème particulier. Cependant, les modes de consommation et de production ont subi de nombreuses transformations faisant ainsi évoluer de façon manifeste la place de cette ressource dans le système économique et social. Développement du tourisme, accroissement démographique, sur exploitation, intensification de l'agriculture, pollution...sont autant de mutations qui ont contribué à l'émergence de nouvelles relations vis-à-vis de la ressource.

L'alimentation en eau potable est l'un des aspects incontournables pour l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations. L'exploitation et la gestion des systèmes d'alimentation dans les pays en voie de développement se caractérisent par un ensemble de fortes contraintes parmi lesquelles on pourrait retenir :

- ❖ La rareté et l'insuffisance de la ressource en eau ainsi que les difficultés liées à sa mobilisation ;
- ❖ La cherté de l'énergie électrique...

La question des ressources en eau demeure une préoccupation majeure pour l'Algérie. En effet, la distribution de l'eau dépend en premier lieu des disponibilités des barrages et des forages, eux-mêmes dépendant de la pluviométrie, variable au pays dans l'espace et dans le temps et tributaires des capacités des structures et des institutions compétentes à gérer les différents créneaux. Ces créneaux sont notamment :

- ❖ la construction des moyens de stockage et des réseaux d'adduction et de distribution ;
- ❖ la maintenance des infrastructures et des installations en bon état de fonctionnement ;
- ❖ la gestion des réseaux de distribution et des stations de traitement et d'épuration.

La distribution de l'eau dans de bonnes conditions dans les villes et les agglomérations peuplées, s'effectue par le biais de réseaux d'AEP. Leur rôle principal étant l'approvisionnement d'une façon continue et permanente la population en eau potable.

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est composé d'un ensemble d'infrastructure et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle.

Dans le cas général, les installations nécessaires pour la distribution d'eau potable selon la nature du captage (eau souterraine, eau de surface) sont:

- La prise d'eau, le puits ou le forage.
- Première Station de pompage (SP1).
- Station de traitement (ou dessalement) des eaux.
- Réservoirs enterrés ou semi-enterrés.
- Deuxième Station de Pompage (SP2).
- Réservoir surélevé (ou sur-tour, ou château d'eau).
- Réseau de distribution d'eau potable.

Chapitre 2 : Schéma général de distribution d'eau

2.1 Eléments d'un système d'alimentation d'eau

Le système d'alimentation d'eau est constitué par un ensemble d'ouvrages et d'organes ayant pour objet de mettre de l'eau à la disposition des habitants d'une agglomération.

2.2 Classification des systèmes de distribution d'eau

Les systèmes de distribution d'eau peuvent être classés selon plusieurs critères :

- **Type de consommateur** : les systèmes de distribution d'eau peuvent être ; domestique ou potable ; agricole ; industriel etc...
- **Type de zone d'alimentation** : on distingue les systèmes d'alimentation en eau des agglomérations urbaines, des agglomérations rurales ainsi que des zones industrielles.
- **D'après les sources d'alimentation en eau** : les systèmes avec l'utilisation des eaux de surface (fleuves, lacs, retenues, mers, etc...) ; les systèmes avec l'utilisation des eaux souterraines et les systèmes combinés.
- **Par la méthode d'amené d'eau** : on distingue les systèmes gravitaires ; les systèmes de refoulement et les systèmes combinés.

2.2.1 Cas d'une distribution à partir d'une source superficielle

Ce cas de distribution d'eau potable est le plus général et le plus complexe puisque les ouvrages doivent être ménagés de manière à conserver à l'eau, ces qualités de pureté qui la rende propre à la consommation.

Les principaux éléments d'un système de la distribution d'eau sont représentés schématiquement sur la figure 1.

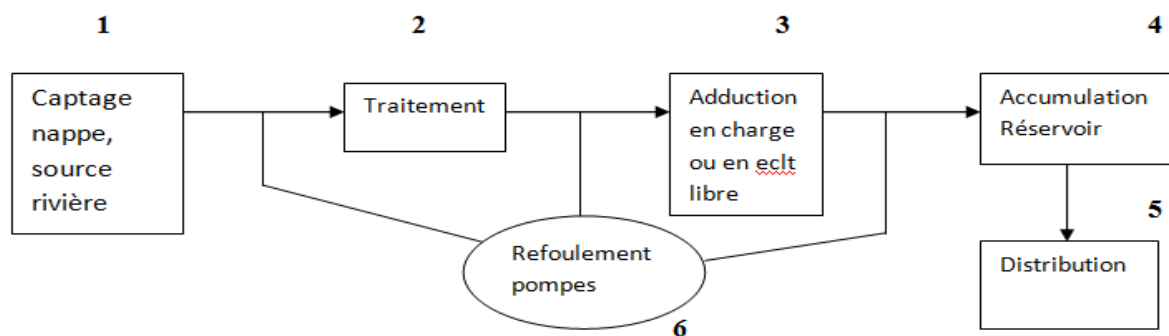


Figure 1 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable

➤ Captage

Le captage consiste à recueillir soit des eaux souterraines (source, nappe, aquifère), soit des eaux de surface (rivières, lacs) à l'aide d'une prise d'eau et d'une conduite d'adduction qui transporte l'eau vers un réservoir qui doit alimenter de façon continue la station de traitement.

➤ Traitement des eaux

Parfois les eaux captées ne présentent pas en permanence, les qualités requises, elles doivent faire l'objet d'un traitement, ce traitement peut aussi avoir lieu après le transport.

➤ Adduction

C'est le transport de l'eau, depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution), il peut avoir lieu avant le traitement. Cette adduction peut s'effectuer par écoulement à surface libre ou par un écoulement en charge.

➤ Accumulation ou réservoir

On a souvent besoin de mettre en réserve une partie de l'eau, soit pour régulariser le débit dans les ouvrages qui précèdent, soit pour assurer une sécurité en cas de panne, ou d'incendie, on l'accumule alors dans des réservoirs spéciaux.

➤ Distribution

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs à une pression convenable, le débit d'eau dont ils ont besoin, elle s'effectue par un réseau de conduites sous pression, dimensionnées, pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible.

➤ Pompes

Sur le circuit précédent, on a souvent besoin d'élever le niveau ou la pression de l'eau, au moyen des pompes, fonctionnant le plus souvent avec un moteur électrique ou à défaut par un moteur diesel.

2.2.2 Cas d'une distribution à partir d'une source souterraine

Si la qualité de l'eau dans la source naturelle (par exemple des eaux souterraines) permet de l'utiliser sans traitement, alors le système de la distribution d'eau est simplifié (voir figure 2).

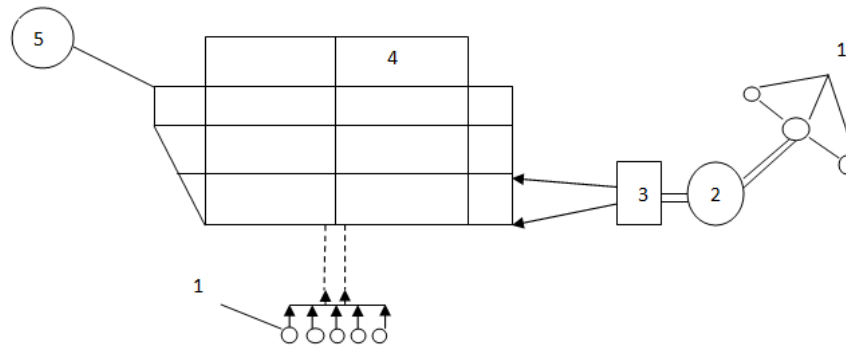


Figure 2 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable

1. Puits artésien ; 2. Réservoir ; 3. Station de pompage ; 4. Réseau de distribution ;
5. Château d'eau

2.2.3 Systèmes de distribution d'eau industrielle

Il existe aussi des systèmes de distribution d'eau destinés à satisfaire les besoins d'eau industrielle notamment ; pour les processus de refroidissement. On distingue les systèmes de distribution d'eau à passage direct (figure 3), ainsi que ceux avec réutilisation des eaux (figure 4). Il faut noter que les eaux usées après utilisation doivent être épurées avant leur rejet dans le bassin.

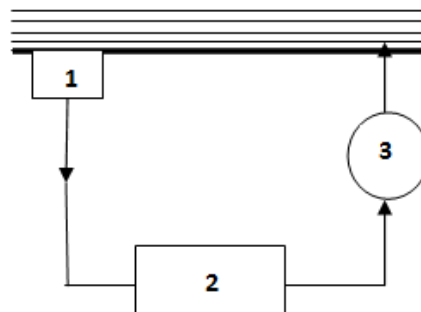


Figure 3 : Système de distribution d'eau à passage direct

1. Prise d'eau avec la station de pompage ; 2. Entreprise ; 3. Station d'épuration des eaux usées

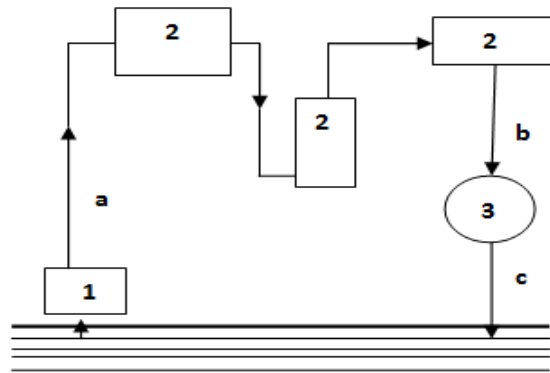


Figure 4 : Système de distribution avec réutilisation des eaux

1. Prise d'eau avec la station de pompage ; 2. Entreprise ; 3. Station d'épuration des eaux usées ; a- conduite d'eau d'alimentation ; b- conduite d'eau usée ; c- évacuation d'eau épurée dans le bassin naturel.

Chapitre 3 : Les besoins en eau du milieu urbain

3.1 Régime de la consommation

Les dimensions des ouvrages et des installations, le nombre et puissance des pompes, la capacité des réservoirs, la hauteur et la capacité des châteaux d'eau et les diamètres des conduites sont déterminés selon la quantité de l'eau à fournir et le régime de leur fonctionnement.

Le régime de la consommation d'eau est un facteur principal déterminant le régime de fonctionnement des éléments du système de distribution d'eau. Il dépend pour les agglomérations du nombre d'habitants du type et confort des bâtiments, il est aussi fonction de la variation des saisons de l'année, des jours de la semaine, etc...

3.2 Estimation des populations à desservir

Les ouvrages de génie-civil qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la distribution et de la population pendant une certaine période appelée durée d'utilisation. Le concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée.

Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation des populations qui sont fonctionnant de la vie économique de la structure à projeter.

- L'estimation à court terme : 5 à 10 ans
- L'estimation à long terme : 10 à 50 ans

Il existe différentes méthodes de prédiction à court et à long terme, on peut citer les suivantes :

- Graphique
- Graphique de comparaison
- Progression géométrique
- Accroissement à taux décroissant
- Méthode logistique

Il faut noter que toutes ces méthodes n'ont qu'une valeur indicative, elles doivent être utilisées avec précaution et en conjonction avec tout élément complémentaire de nature à pouvoir aider à juger le comportement d'une population.

3.2.1 Source d'information

Plusieurs informations sont nécessaires à l'évaluation démographique d'une population.

Les principales sources d'information sont :

- Les recensements.
- Les données relatives à l'immigration et à l'émigration sur le plan national.
- Les répertoires des naissances et décès, les taux de natalité et les taux de mortalité.
- Les plans d'urbanisme, grâce auxquels on connaît l'occupation actuelle et projetée du territoire et on peut estimer la densité de population probable.

3.2.2 Progression arithmétique

Le rapport entre l'accroissement de population et l'accroissement de temps est constant.

$$\frac{dP}{dt} = K_a \quad (3.1)$$

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (3.2)$$

$$P_n = P_2 + K_a(t_n - t_2) \quad (3.3)$$

Avec P_1 : Population au temps t_1

P_n : Population au temps t_n

P_2 : Population au temps t_2

K_a : Constante de la croissance arithmétique

Cette méthode s'applique dans les cas de populations vieilles et stable et dans les villes à caractère agricole.

3.2.3 Progression géométrique

Le taux d'accroissement est proportionnel à la population

$$\frac{dP}{dt} = K_g \cdot P \quad (3.4)$$

$$K_g = \frac{L_n P_2 - L_n P_1}{t_2 - t_1} \quad (3.5)$$

$$P_n = P_2 e^{K_g(t_n - t_2)} \quad (3.6)$$

K_g : constante de la croissance géométrique

S'applique à des populations jeunes et en pleines croissance. On peut également exprimer la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé, si on connaît le pourcentage de croissance annuelle de la population, on a alors :

$$P_n = P_1(1 + r)^n \quad (3.7)$$

Ou n : nombre de période (en général années) pendant lesquelles il y a croissance géométrique ($t_n - t_1$)

r : taux de croissance de chaque période (exprimé sous forme décimale p.ex. 0.05 au lieu de 5%)

P_1 : population au temps t_1

Il faut noter que cette méthode est très souvent utilisée en Algérie.

3.2.4 Accroissement à taux décroissant

Le taux d'accroissement est proportionnel à l'écart entre la population et la population de saturation.

$$\frac{dP}{dt} = K(S - P) \quad (3.8)$$

$$K = \frac{-L_n \frac{S - P_2}{S - P_1}}{t_2 - t_1} \quad (3.9)$$

$$P_n = P_2 + (S - P_2)[1 - e^{-k(t_n - t_2)}] \quad (3.10)$$

Avec :

S : population de saturation qui doit être estimée approximativement en fonction des tendances de l'évolution de la population et des disponibilités du territoire concerné. Cette méthode s'applique principalement à des populations qui n'ont plus d'espace pour se développer.

3.3 Estimation des besoins en eau

Bien que, dans certains pays, quelques réglementations existent visant à fixer les demandes en eau potable, la quantification rigoureuse de ces demandes repose généralement sur des statistiques.

3.3.1 Types de besoins en eau

➤ Besoins en eau domestiques

L'eau employée pour la consommation domestique comprend la totalité de l'eau utilisée dans les résidences pour des usages aussi variés que l'hygiène personnelle, lessive et l'arrosage des pelouses, on ajoute souvent à cette consommation, l'eau fournie aux petits commerces. La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab).

Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, etc..

- Pour une grande ville (plus de 100000 habitants) : de 120 à 200 l/jour/hab.
- Pour une ville de 20 000 à 100000 habitants: de 100 à 140 l/jour/hab.
- Pour une ville moyenne (de 5 000 à 20000 habitants) : de 80 à 120 l/jour/hab.
- Pour une zone rurale (moins que 5 000 habitants) : de 60 à 80 l/jour/hab.
- Pour les bornes fontaines: de 20 à 50 l/jour/hab.

➤ Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc..

Nous citerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins publics

- Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins: de 3 à 5 l/jour/m².
- Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.
- Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.
- Pour les écoles primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- Pour les lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.
- Pour les facultés et foyers universitaires : de 100 à 200 l/jour/étudiant.
- Mosquée : 50 l/j/ fidèle
- Bain-douche : 100 l/j/poste
- Abattoir : 500 l/ j/tête

➤ Besoins industriels:

On ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville.

Actuellement, les grandes industries sont isolées de la ville (ou situées dans des zones industrielles) et alimentées par des réseaux indépendants. Celles qui consomment beaucoup d'eau doivent avoir leur propre source en eau: puits, forages, barrage, la mer, etc..

Notons que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé. Nous donnerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins industriels.

- Pour les petites industries:
 - Boulangerie : 1 l / Kg de pain.
 - Industrie laitière : de 5 à 10 l / l de lait.
 - Conserve de fruits ou de légumes : de 6 à 15 l / Kg de conserves.

- Pour les grandes industries :
 - Sucrierie de 2 à 15 m³ / t de betteraves ;
 - Cimenterie (voie humide) 2 m³/ t de ciment ;
 - Tannerie: de 20 à 140 m³/ t de produit fabriqué ;
 - Papeterie : de 50 à 300 m³/ t de produit fabriqué ;
 - Raffinerie de pétrole de 1 à 20 m³/ t de pétrole ;
 - Sidérurgie: de 6 à 300 m³/ t d'acier ;
 - Centrale électrique de 3 à 400 m³/ MWh.

Puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les besoins publics et industriels (les petites industries), on peut en tenir compte en augmentant légèrement les besoins domestiques.

➤ Autres besoins :

Parmi les autres besoins d'eau potable, nous rappelons:

- besoins touristiques (des hôtels) : de 400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
- besoins d'irrigation: vue que le prix de l'eau potable est très élevé, son utilisation en irrigation se limite, éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières.

➤ Besoin en eau pour la lutte contre l'incendie

Toute municipalité doit fournir de l'eau aux pompiers pour que ceux-ci luttent contre les incendies. La quantité d'eau nécessaire dans ce cas est relativement faible, mais puisque cette quantité est utilisée durant de très courtes périodes, les débits sont élevés.

On détermine les débits et les volumes d'eau nécessaire d'après les normes suggérées.

On calcule les dimensions des réservoirs d'eau et des réseaux de distribution de telle sorte que les consommateurs reçoivent de l'eau en quantité suffisante et, à une pression acceptable :

- durant la journée de consommation maximale (Q_j^{\max}), alors qu'il y a un ou plusieurs incendies
- durant l'heure de consommation maximale. (Q_h) max

Généralement, on prendra un volume d'incendie de 120 m³ qui correspond à deux incendies de 60 m³ pendant 1h soit un débit $Q_{\text{inc}} = 17 \text{ l/s}$.

3.4 Différents types de consommation

3.4.1 Consommation totale moyenne:

La consommation journalière moyenne totale (Q_j^{moy}) pour une agglomération est donnée par la formule suivante

$$Q_j^{\text{moy}} = P_n * C \quad (3.11)$$

Avec P_n et C sont respectivement le nombre d'habitants et la consommation journalière moyenne par habitant.

3.4.2 Consommation de pointe journalière

La consommation d'eau est variable en fonction du mois (la consommation est maximale en Juillet et Août), du jour de la semaine (elle est généralement maximale le Vendredi) et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale vers midi). C'est la consommation durant le jour de l'année ou la consommation est la plus élevée.

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet. On définit alors un coefficient de pointe journalière K_j :

$$K_j = \frac{\text{consommation journalière max}}{\text{consommation journalière moy}} = \frac{Q_j^{\text{max}}}{Q_j^{\text{moy}}} \quad (3.12)$$

La valeur du coefficient K_j est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_j varie de 1,15 à 4,3, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération (par exemple, pour une zone touristique, K_j est proche de 4,3).

3.4.3 Consommation de pointe horaire

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet. On définit aussi un coefficient de pointe horaire K_h :

$$K_h = \frac{\text{Consommation horaire maximale}}{\text{Consommation horaire moyenne}} = \frac{Q_h^{\max}}{Q_j^{\max}} \quad (3.13)$$

Ou K_h : coefficient d'irrégularité de la consommation horaire

$$K_h = \alpha \cdot \beta \quad (3.14)$$

α : Coefficient qui tient compte du confort des bâtiments et varie de 1.2 à 1.6.

β : Est un coefficient qui tient compte du nombre d'habitants est donné par le tableau 1

Tableau 1 : Valeur du coefficient β

Nombre d'habitant en 1000	β	Nombre d'habitant en 1000	β
< 1	2	10	1,3
1,5	1,8	20	1,2
2,5	1,6	50	1,15
4	1,5	100	1,1
6	1,4	300	1,5
		1000 et plus	1

❖ Consommation horaire minimale de l'année Q_h^{\min} :

La consommation horaire la plus faible de l'année varie entre 40 et 80% de la consommation horaire moyenne de l'année.

$$Q_h^{\min} = K_h^{\min} \cdot Q_j^{\text{moy}} \quad (3.15)$$

Avec $K_h^{\min} = 0.4$ à 0.8

➤ Les pertes d'eau

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc..

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau ;
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, la valeur du coefficient K relatif aux pertes varie de 1,2 à 1,5 :

- $K = 1,2$; pour un réseau neuf ou bien entretenu.
- $K = 1,25$ à $1,35$; pour un réseau moyennement entretenu.
- $K = 1,5$; pour un réseau vétuste ou mal entretenu.

3.5 – Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau :

Le débit de calcul dépend alors du type et de l'emplacement de l'ouvrage à calculer ou à dimensionner.

- ✓ **Le volume d'eau annuel (V_{tot})** à prévoir au niveau de la source d'eau (ou volume capté) :

$$V_{\text{tot}} = K * 365 * Q_j^{\text{moy}} ; \text{ en m}^3/\text{an} \quad (3.16)$$

- ✓ **Le débit de dimensionnement et de calcul des ouvrages d'adduction** (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction, etc.) est égal au **débit journalier maximum Q_j^{max}**

$$Q_j^{\text{max}} = K * K_j * Q_j^{\text{moy}} ; \text{ en m}^3/\text{jour} \quad (3.17)$$

- ✓ **Le débit de dimensionnement et de calcul des ouvrages de distribution** (station de pompage, surélévation des réservoirs, réseau de distribution) est égal au **débit horaire maximum Q_h^{max}** :

$$Q_h^{\text{max}} = K * K_h * K_j * \frac{Q_j^{\text{moy}}}{24} ; \text{ en } \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (3.18)$$

Exercice 1

Le taux de croissance annuel d'une population de 25000 habitants est de 5 %.

- Dans combien d'années la population, la population atteindra-t-elle 50000 habitants.
- Comparer les valeurs de r et de K_g .

Solution

- Puisqu'on ne connaît que le nombre de la population actuelle, on utilise l'équation de l'intérêt composé ce qui donne

$$P_n = P_1(1 + r)^n$$

$$50000 = 25000(1 + 0.05)^n \rightarrow n = 14,2 \text{ ans.}$$

- On doit ici comparer les deux équations ; sachant que $n = t_n - t_1$

$$\frac{P_n}{P_1} = (1 + r)^n \text{ et } L_n \frac{P_n}{P_1} = K_g(t_n - t_1) \rightarrow \frac{P_n}{P_1} = e^{K_g(t_n - t_1)} \rightarrow \frac{P_n}{P_1} = e^{K_g(t_n - t_1)}$$

Par conséquent $(1 + r)^n = e^{K_g(t_n - t_1)} = e^{K_g n}$

$$nL_n(1 + r) = K_g n \rightarrow K_g = L_n(1 + r)$$

Finalement, comme $r = 0,05 \rightarrow K_g = 0,049$

Exercice 2

La croissance de la population d'une ville est à taux décroissant et il y a 10 ans, cette population était de 65145 habitants, actuellement elle est de 70000 habitants et ultimement, elle sera de 100000 habitants.

- Calculer le taux de croissance (décroissant) annuel de cette population.
- Estimer quelle sera cette population dans 12 ans.

Solution

- Calcul de K

$$P_n = P_2 + (S - P_2)[1 - e^{-K(t_n - t_2)}]$$

$$70000 = 65145 + (100000 - 65165)[1 - e^{-K(10)}]$$

$$\mathbf{K = 0,015}$$

- Calcul de la population dans 12 ans

$$P_n = 70000 + (100000 - 70000)[1 - e^{-0.015(12)}]$$

$$P_n = 74942 \text{ hab}$$

Exercice 3 :

Soit le graphique de la consommation en eau d'un établissement donnée.

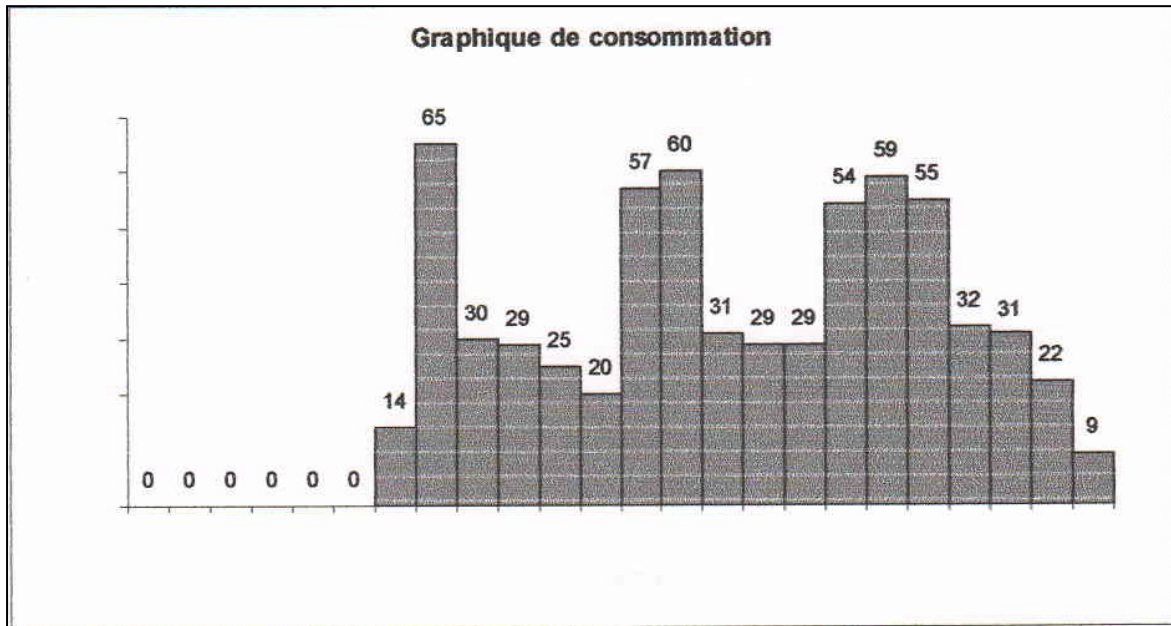


Figure 5 : Graphique de la consommation d'eau

- Déterminer la quantité d'eau consommée pendant 24 h.
- Calculer le débit maximum horaire.
- Calculer le débit moyen horaire.
- Calculer le débit moyen journalier
- Si on donne le débit maximal instantané égal à 0.02 l/s. Déterminer le coefficient de pointe.

Solution

La quantité d'eau consommée pendant la journée est 651 l/j.

Le débit maximum horaire $Q_h^{max} = 65 \text{ l/h}$

Le débit moyen horaire $Q_h^{moy} = \frac{651}{24} = 27.12 \text{ l/h}$

Le débit moyen journalier $Q_j^{moy} = 651 \text{ l/j}$

Le coefficient de point instantané $K = \frac{Q_h^{max}}{Q_h^{moy}} = 0,02 * \frac{3600}{27,12} = 2,65$

Chapitre IV : Adduction des eaux

4.1 Introduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution (Figure 5).

On distingue généralement les types d'adduction suivants:

- ❖ adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.
- ❖ adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.
- ❖ Adduction mixte

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge.

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu

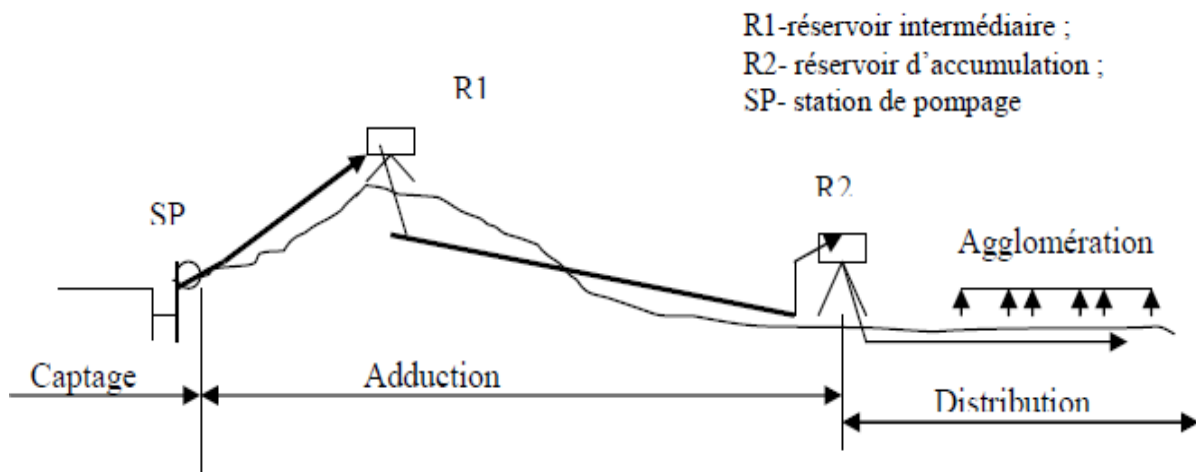


Figure 6 : schéma général d'alimentation en eau potable

Le choix entre ces diverses solutions est essentiellement économique, il s'agit de déterminer la configuration la plus rentable du schéma d'alimentation en égard aux éléments suivants :

- Topographie
- Charge hydraulique disponible
- Méthodes de construction

- Coût initial et d'exploitation
- Qualité de base de l'eau
- Contamination lors du transport

4.1.1 Aqueducs à l'écoulement à surface libre

Les aqueducs à l'écoulement à surface libre sont les conduites de grand diamètre ou des canaux. C'est une méthode de transport à pression atmosphérique, le gradient hydraulique est égal à la pente de la surface libre. Son choix est déterminé par :

- Une topographie permettant un écoulement gravitaire avec excavation et remblayage minimum.
- Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible pour permettre de garder l'écoulement en régime fluvial.

Les aqueducs de ce type sont utilisés si le tracé de l'adduction des eaux passe par une vallée à la pente faible ; ces installations doivent être étanches pour éviter la contamination et les fuites.

4.1.2 Adduction gravitaire en charge

Elles servent à transporter l'eau sous pression. On les utilise généralement lorsque la topographie ne permet pas de faire des aqueducs à l'écoulement à surface libre et que les hauteurs des chutes sont élevées. Elles sont soit enterrées soit posées sur le sol.

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs
- l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

4.2 Considérations hydrauliques

4.2.1 Ecoulement en charge

4.2.1.1 Formules d'écoulement

➤ Formule de Hazen-Williams

La version de la formule de Hazen-Williams en système international s'écrit :

$$V = 0.8942 C_{HW} R_h^{0.63} j^{0.54} \quad (4.1)$$

Avec ; V : vitesse en m/s, R_h : rayon hydraulique en m, C_{HW} : coefficient d'écoulement de Hazen-Williams (sans dimension) et j : la perte de charge unitaire qui est égale au rapport de la perte de charges et la longueur L : $j = \frac{h}{L}$

Dans le cas d'une conduite circulaire, on obtient une formule du débit :

$$Q = 0.2785 C_{HW} D^{2.63} \left(\frac{h}{L}\right)^{0.54} \quad (4.2)$$

Avec : D ; diamètre de la conduite en [m]

Il existe l'abaque de Hazen-Williams qui permet d'évaluer n'importe quel des quatre paramètres Q , D , h et L à partir de 3 autres connus.

Le coefficient d'écoulement de Hazen-Williams est directement proportionnel au débit et dépend de la rugosité de la conduite qui peut varier avec l'âge de cette dernière, en voici quelques exemples types :

Tableau 2 : Valeurs du coefficient de Hazen-Williams CHW

Matériau	C_{HW}	Matériau	C_{HW}
Fonte neuve	130	Acier riveté neuf	110
Béton	120	Fonte ductile sans revêtement	140
PVC chlorure de polyvinyle	150		

➤ Formule de Darcy-Weisbach

La perte de charge (h) de l'écoulement en charge peut se calculer de façon plus précise avec la formule de Darcy-Weisbach dans laquelle, contrairement à la formule précédente, le coefficient de frottement λ varie en fonction du régime hydraulique caractérisé par le nombre de Reynolds et la rugosité de la conduite.

$$h = \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad (4.3)$$

Ou encore pour les conduites circulaires :

$$h = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad (4.4)$$

$$h = RQ^2$$

Avec :

R : Résistance de la conduite

$$R = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} \quad (4.5)$$

g : la gravité et λ : coefficient de frottement

Cette formule est homogène sur le plan des unités, le coefficient de frottement λ peut être déterminé sur le diagramme de Moody ou par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{K/D}{3.7} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right] \quad (4.6)$$

Avec K : rugosité absolue et R_e : nombre de Reynolds

$$R_e = \frac{VD}{\vartheta}$$

Où ϑ est la viscosité cinématique du fluide, pour l'eau à 20°C, $\vartheta = 1,01 \cdot 10^{-6} m^2/s$

Il existe les tables de Colebrook qui donnent les pertes de charge unitaires en fonction des débits pour les conduites circulaires de différents diamètres en utilisant la formule de Darcy-Weisbach. Ces tableaux donnent les valeurs de pertes de charge unitaire j pour les conduites de coefficient de rugosité $K = 10^{-4} m$ et $K = 2 \cdot 10^{-3} m$.

4.2.1.2 Conduites en série et en parallèles

Bien souvent avant de faire l'analyse d'un réseau. Il est nécessaire de le simplifier en regroupant en série ou en parallèles un certain nombre de conduites pour former des conduites équivalentes.

- **Conduites en série**

Pour les conduites en série :

1) La perte de charge totale est égale à la somme des pertes de charge de chaque conduite.

$$h_t = h_1 + h_2 + \dots + h_j \quad (4.7)$$

2) Le débit est le même pour toutes les conduites.

$$Q_t = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_j \quad (4.8)$$

La perte de charge est reliée au débit par la relation :

$$h = RQ^n \quad (4.9)$$

Où le coefficient R est la résistance de la conduite. Cette résistance ne dépend que des propriétés de la conduite qui sont, la rugosité, le diamètre, la longueur.

Avec la formule de Darcy-Weisbach (4.6) pour cette conduite on a :

$$R = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} \text{ et } n = 2$$

Avec la formule de Hazen-Williams (4.5) pour une conduite on a :

$$R = \left[\frac{1}{C_{HW}\beta} \right]^{1.85} \frac{L}{D^{4.87}} \text{ et } n = 1.85$$

β est le coefficient d'unités ($\beta = 0.2785$ en système SI)

Donc en introduisant l'équation (4.12) dans (4.10)

$$R_{\text{équi}} Q_T^n = R_1 Q_1^n + R_2 Q_2^n + \dots + R_j Q_j^n \quad (4.10)$$

D'après l'équation (4.11)

$$R_{\text{équi}} Q_T^n = (R_1 + R_2 + \dots + R_j) Q_T^n \quad (4.11)$$

$$R_{\text{équi}} = R_1 + R_2 + \dots + R_j \quad (4.12)$$

Donc pour les conduites en série, la résistance équivalente s'exprime comme la somme des résistances de chaque conduite.

$$R_{\text{équi}} = \sum_{i=1}^j R_j \quad (4.13)$$

- **Conduites en parallèle**

Pour les conduites en parallèle :

1. Le débit total est égal à la somme des débits de chaque conduite

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_j \quad (4.14)$$

2. La perte de charge est la même dans toutes les conduites

$$h_T = h_1 = h_2 = \dots = h_j \quad (4.15)$$

3. Le débit est lié à la perte de charge par une relation du type

$$Q = Kh^m \quad (4.16)$$

Où K est la conductance de la conduite. Cette conductance est liée à la résistance par la relation :

$$K = \frac{1}{R^m} \quad \text{avec } m = \frac{1}{n}$$

Donc en introduisant l'expression (4.16) dans (4.14) on obtient :

$$K_{equi} h_T^m = K_1 h_1^m + K_2 h_2^m + \dots + K_j h_j^m$$

D'après (4.15)

$$K_{equi} h_T^m = (K_1 + K_2 + \dots + K_j) h_T^m$$

$$K_{equi} = K_1 + K_2 + \dots + K_j$$

Donc pour les conduites parallèles, la conductance équivalente s'exprime comme la somme des conductances de chaque conduite

$$K_{equi} = \sum_{i=1}^j K_j \quad (4.17)$$

4.2.1.2 Calcul des pertes de charge locales

Lorsqu'elles sont significatives, on doit les prendre en compte. C'est particulièrement le cas pour les singularités comme exemple les robinets-vannes dont la perte de charge sert à ajuster le débit tout en préservant une pression résiduelle.

La perte de charge locale ou singulière s'écrit :

$$h_s = K_s \frac{V^2}{2g} \quad (4.18)$$

Où K_s est un coefficient déterminé expérimentalement qui dépend de la géométrie de la singularité, comme par exemple, la forme et le degré d'ouverture d'une vanne.

4.2.1.3 Ligne de charge (ou d'énergie) et ligne piézométrique

Rappelons que dans un système en charge l'équation de Bernoulli s'applique entre deux sections A et B.

$$Z_A + \frac{P_A}{W} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{W} + \frac{V_B^2}{2g} + h \quad (4.19)$$

Où P : pression ; Z : élévation ; V : vitesse ; W : poids spécifique ; g : accélération de la pesanteur et h : perte de charge entre A et B.

A partir de ce principe de conservation d'énergie, il est possible de tracer des diagrammes d'énergie pour représenter la répartition de pression de hauteur piézométrique, d'énergie cinétique et de perte de charge tout au long d'un circuit hydraulique en charge.

Illustrons cet aspect par quelques exemples :

a) Conduite de diamètre variable entre deux réservoirs

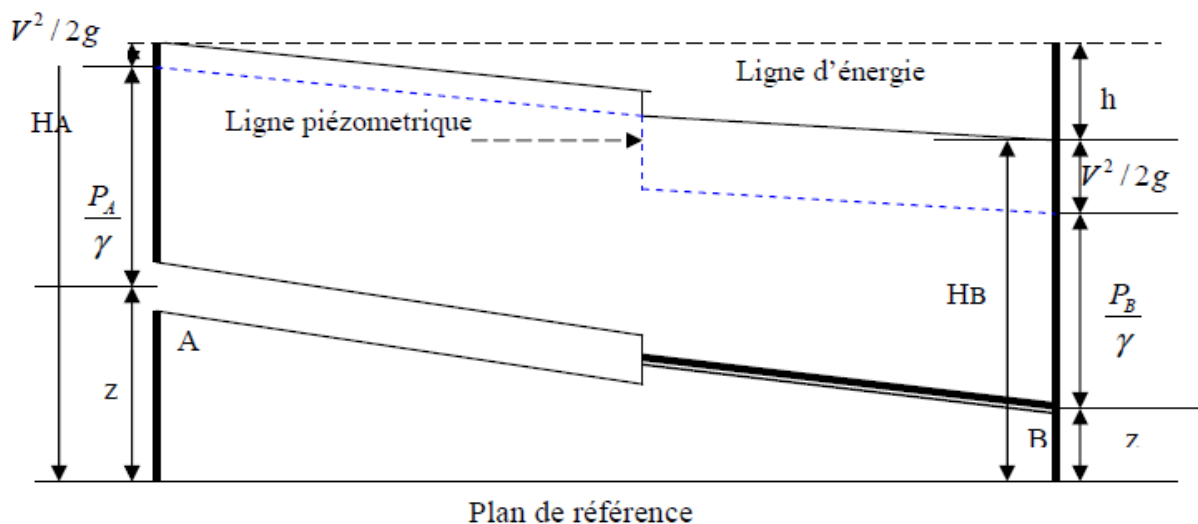


Figure 7 : Profil piézométrique d'une conduite de diamètre variable

D'après l'équation de Bernoulli, la différence de charge entre les sections A et B est égale à $H_A - H_B = h$. La perte de charge totale h est composée de la perte de charge par frottement dans la première conduite de longueur L_1 et de diamètre D_1 , la perte de charge par frottement dans la deuxième conduite de longueur L_2 et de diamètre D_2 et la perte de charge locale dans le rétrécissement :

$$h = \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{\lambda L_1}{D_1^5} + \frac{\lambda L_2}{D_2^5} + \frac{K_s}{D_2^4} \right] Q^2 \quad (4.20)$$

D'où :

$$Q = \pi \sqrt{\frac{g(H_A - H_B)}{8 \left[\frac{\lambda L_1}{D_1^5} + \frac{\lambda L_2}{D_2^5} + \frac{K_s}{D_2^4} \right]}} \quad (4.21)$$

b) Conduite entre un réservoir et une sortie à l'air libre

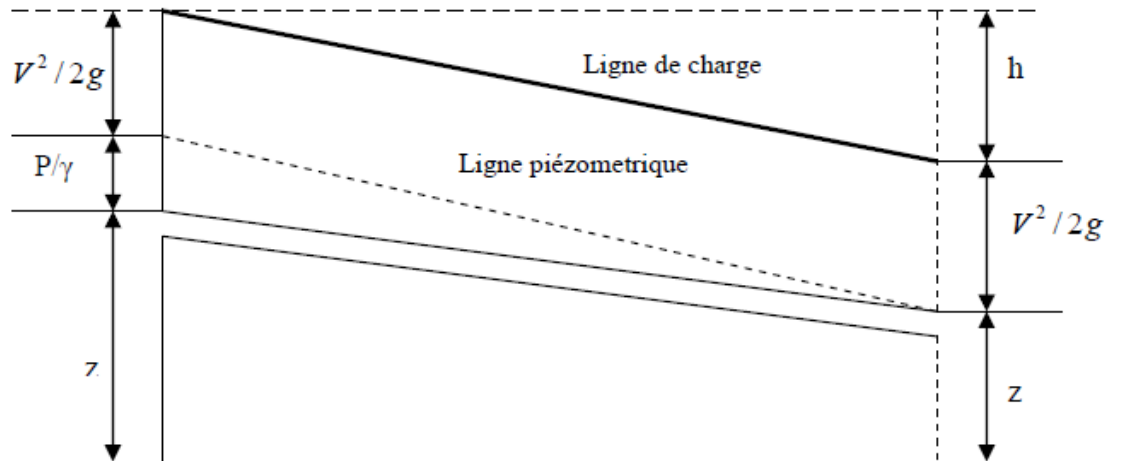


Figure 8 : Profil piézométrique d'une conduite entre un réservoir et une sortie libre

4.2.1.4 Calcul de la conduite en charge de l'adduction gravitaire

➤ Profil piézométrique et pression au sol d'une conduite en charge

Pour tracer le profil piézométrique d'une conduite de diamètre uniforme d , on peut négliger les valeurs $V^2/2g$ et confondre la ligne de charge avec la ligne piézométrique (voir Figure 9).

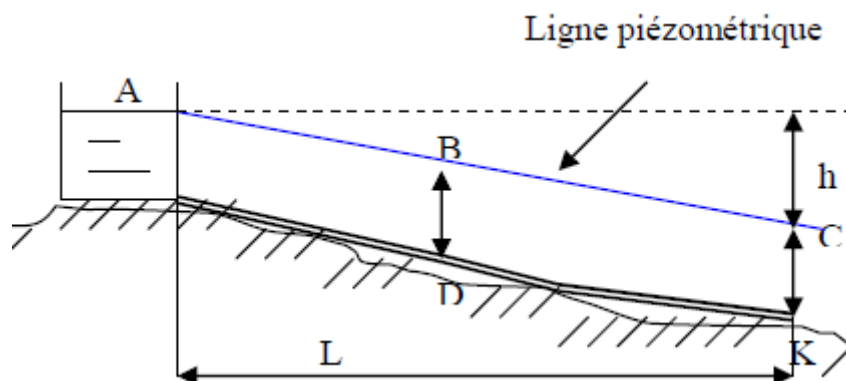


Figure 9 : Profil piézométrique d'une conduite de diamètre constant

Sur la Figure 9 est présenté le profil piézométrique (ABC) d'une conduite issue d'un réservoir. Ce profil piézométrique permet de déterminer la pression au sol en chaque point de la conduite. **Ainsi la pression au sol est égale à la différence entre la cote de la ligne piézométrique et celle du sol.**

Les pressions au sol des sections D et K de la conduite de la figure 9 sont égales respectivement BD et CK.

$$[\text{Pression au sol}] = [\text{côte de la ligne piézométrique}] - [\text{côte du sol}]$$

- **Tracé**

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être direct entre la source et le réservoir d'accumulation. La conduite doit avoir un profil en long le plus régulier que possible.

- **Calcul de la conduite**

Pour le calcul de la conduite d'adduction gravitaire, il y a quatre paramètres qui interviennent :

1. Le débit Q ;
2. La vitesse V ;
3. La perte de charge h ;
4. Le diamètre D .

Seul, le débit est connu et la valeur recherchée est le diamètre D . D'après le tracé de la conduite, sa longueur est connue et la vitesse doit être comprise entre 0.5 et 1.25m/s.

On prend l'exemple de calcul d'une conduite qui relie deux réservoirs dont les côtes de niveaux de l'eau sont connues (figure 10).

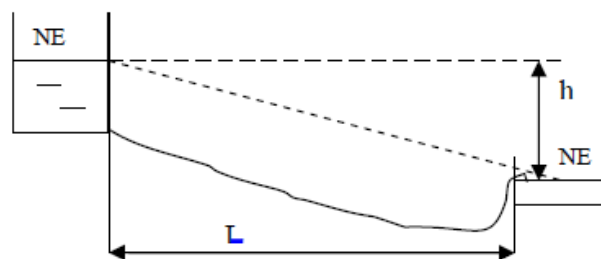


Figure 10 : Adduction gravitaire reliant deux réservoirs

D'après la figure, la charge disponible est égale à h . En utilisant les formules présentées au paragraphe 4.2.1.3 on peut calculer le diamètre de la conduite.

Une fois le diamètre est déterminé, le travail se poursuit comme suit :

- ❖ Sur le profil en long, établi selon le tracé de la conduite, on trace le profil piézométrique, qui sera une droite qui joint les plans d'eau des réservoirs si la conduite a le diamètre constant et ne distribue aucun débit en route.
- ❖ On étudie la ligne piézométrique qui peut être soit située entièrement au dessus du sol, soit couper le sol.

1^{er} cas : profil piézométrique est situé au dessus du sol (Figure 11)

Dans ces conditions il faut vérifier que certains tronçons ne supportent pas les pressions exagérées. Si cela se présente il faut installer **brise-charge**, qui n'est d'autre qu'un réservoir intermédiaire, dans lequel l'eau perd son énergie.

La ligne piézométrique SR donne en F une pression au sol FP trop forte. Soit FP'' la pression maximale admissible. La position du brise-charge se détermine en menant par P'' une horizontale qui coupera la surface topographique en B.

La ligne piézométrique finale est SCBP'R (Figure 9), où BP' est parallèle à SR et P' doit être plus haut que R.

Donc le nouveau diamètre sera calculé de la manière suivante :

- De S à F le diamètre sera calculé avec la ligne piézométrique initiale SR ;
- De F à R, le diamètre change, il sera plus grand puisque la pente de la ligne $P'R$ est plus faible que celle de SR.

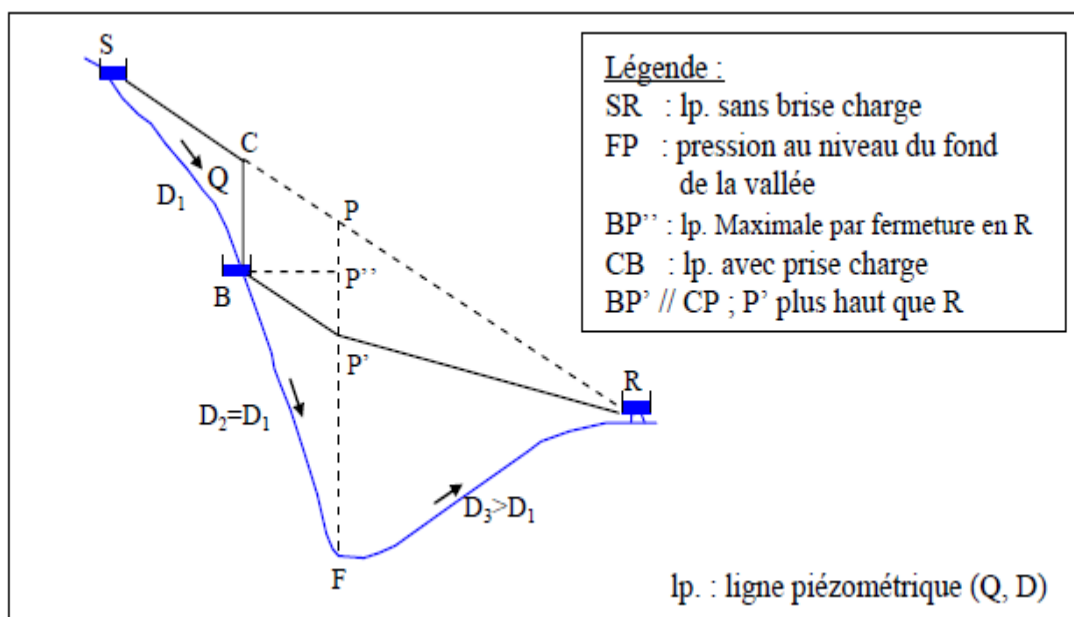
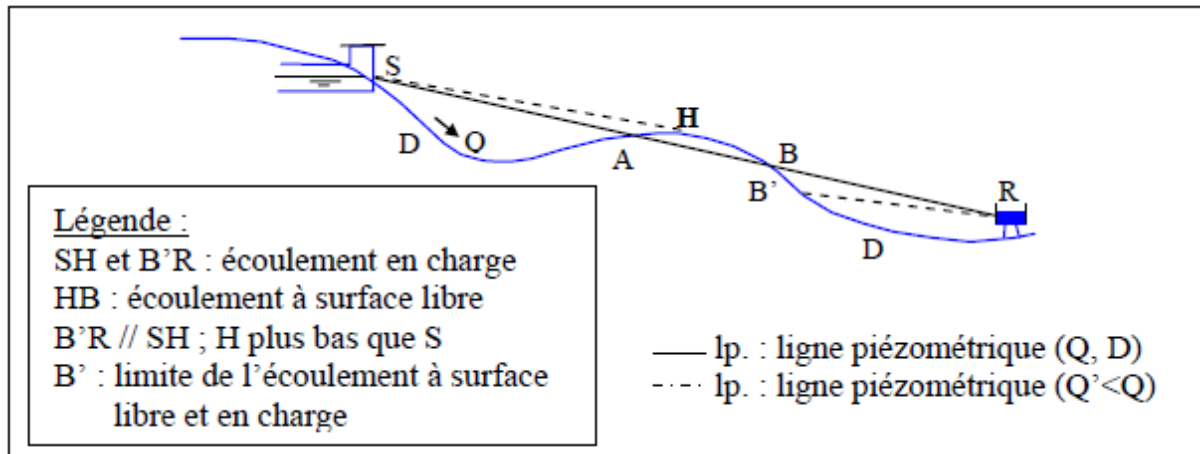


Figure 11 : Profil piézométrique situé au dessus du sol

2^{ème} cas : la ligne piézométrique coupe le sol. Passage d'une crête (Figure 12)**Figure 12** : Passage d'une crête

La ligne piézométrique SR est établie pour l'écoulement d'un débit Q avec un diamètre D et une vitesse convenable dans la conduite qui comporte un point haut en H.

Les tronçons situés au dessus de la ligne piézométrique sont en dépression, qui entraîne la cavitation dans le tronçon. Il est nécessaire donc d'aérer le tronçon à son sommet.

L'écoulement dans ce tronçon devient l'écoulement à surface libre jusqu'à un certain point.

La ligne piézométrique devient comme suit :

- Dans le tronçon SH l'écoulement est sous pression ;
- Dans le tronçon HB' l'écoulement est à surface libre ;
- Dans le tronçon B'R l'écoulement est sous pression.

Dans la pratique vaut mieux maintenir la conduite pleine sur toute sa longueur. Pour cela on impose en H une certaine pression H_P (Fig.12) et la conduite sera calculée avec la ligne piézométrique SP, qui a la pente plus faible que SH et on adoptera un diamètre plus grand que dans le cas précédent.

De H à R nous pourrions (voir Figure 13) adopter la ligne piézométrique PR, dans ce cas le diamètre sera plus faible que le précédent.

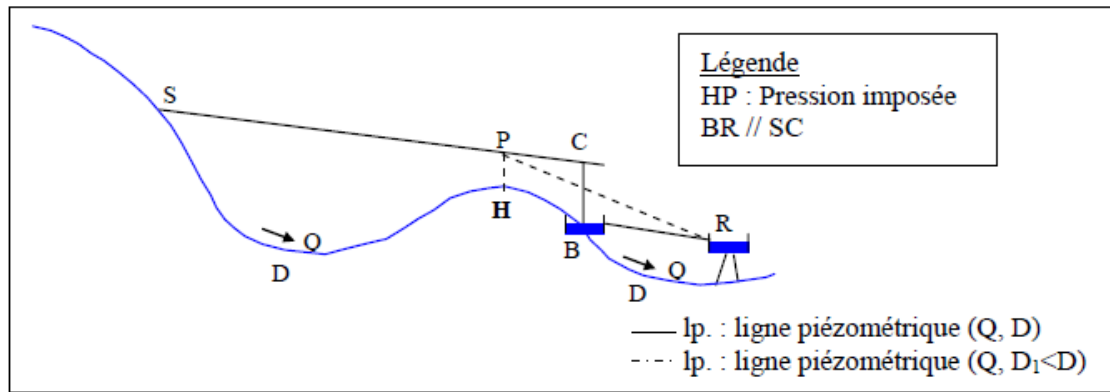


Figure 13 : Ligne piézométrique recommandée

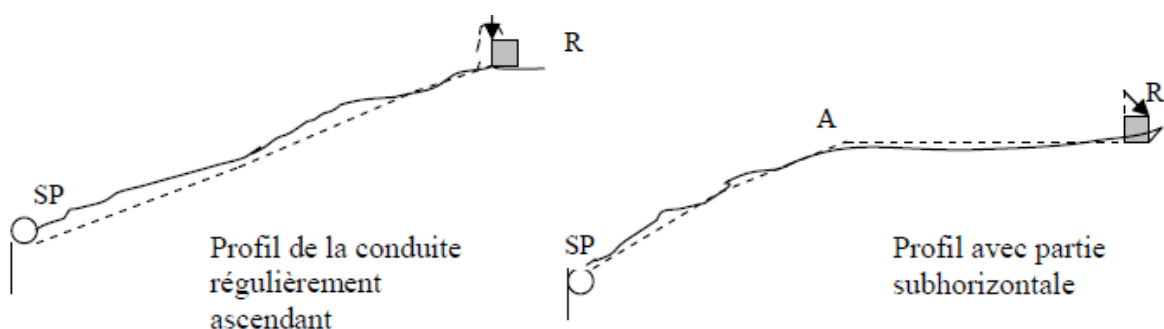
4.2.1.5 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans une conduite de refoulement.

- **Tracé de la conduite par refoulement**

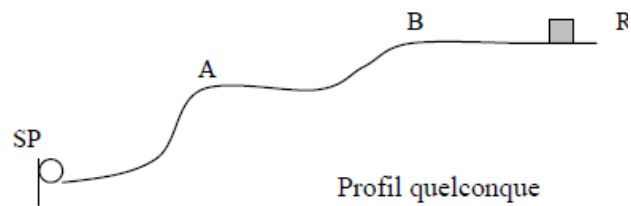
Pour l'établissement de la conduite par refoulement, il faut, tout d'abord, rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation. Il faut éviter les contre-pentes qui, au point haut, peuvent donner des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.

Le tracé idéal est celui qui correspond à un profil régulier de la station de pompage vers le réservoir.



Si le profil en long de la conduite comprend une partie subhorizontale c'est-à-dire à pente très faible ou légèrement descendante, il faut craindre des cantonnements d'air en A. Pour lutter contre les effets de la cavitation en ce point, il faudra disposer un dispositif anti-bélier. La nécessité de cet appareil découlera de l'étude du phénomène du coup de bélier.

Des cantonnements à craindre en A et B

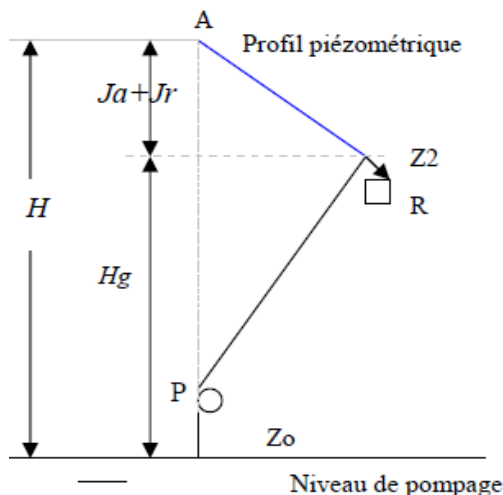


- **Profil piézométrique du refoulement**

Valeur de l'énergie à communiquer à l'eau par la pompe. Soit une pompe P qui élève l'eau entre deux plans situés aux altitudes Z_0 et Z_2

La hauteur manométrique totale d'élévation de la pompe est égale à :

$$H = H_g + j_a + j_r$$



Où : H_g est la hauteur géométrique

j_r est la perte de charge au refoulement

j_a est la perte de charge à l'aspiration

La puissance de la pompe est égale à :

$$P = \frac{\gamma H Q}{\eta}$$

Avec, Q : débit de la pompe et η son rendement

- **Conditions économiques d'établissement de la conduite de refoulement**

La conduite de refoulement et station de pompage sont liés économiquement. Pour un même débit, plus le diamètre de la conduite est petit, plus la perte de charge sera grande, par conséquent, l'énergie dépensée sera importante. Le diamètre économique d'une conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les charges correspondant aux pertes d'énergie et les charges correspondant à l'**intérêt** et à l'**amortissement** du capital investi dans l'ouvrage ainsi qu'aux dépenses d'entretien et de réparations. Les pertes de charge diminuent si le diamètre augmente mais en même temps plus le diamètre est grand, plus le prix de la conduite augmente.

Pour déterminer le diamètre économique parmi l'ensemble des diamètres, il faut comparer les frais des dépenses suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite de refoulement
- Les frais d'exploitation de la station de pompage

Pour déterminer le diamètre économique approximatif, on peut utiliser les formules suivantes :

$$(D_{eco})_{appr} = k\sqrt{Q} \quad \text{Où } K=1 \text{ à } 1.5 \text{ et } Q \text{ exprimé en } m^3/s.$$

Quelques formules donnant le diamètre économique ont aussi été proposées telle que :

- ✓ **La formule de BONIN** qui revient à supposer que le diamètre économique correspond à une vitesse d'écoulement voisine de 1 m/s. Ce qui donne : $D_e = \sqrt{Q}$
- ✓ **La formule de BRESS** qui revient à supposer que le diamètre économique correspond à une vitesse d'écoulement voisine de 0.6 m/s. Ce qui donne : $D_e = 1.5\sqrt{Q}$
- ✓ **La formule de VIBERT** est donnée pour un amortissement de 8% / 50 ans, suivant le nombre d'heure de fonctionnement de la conduite, le diamètre économique sera pour :

$$\circ \quad n = 24h/24, \quad D_e = 1.456 \left(\frac{e}{f} \right)^{0.154} Q^{0.46}$$

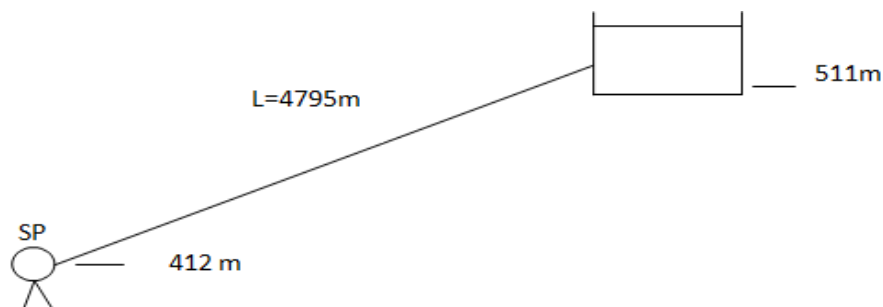
$$\circ \quad n = 10h/24 \quad D_e = 1.456 \left(\frac{e}{f} \right)^{0.154} Q^{0.46}$$

Avec e/f , le rapport des frais d'exploitation (énergie) sur les frais d'établissement (conduites).

Exemple

Une conduite de refoulement doit refouler un débit de $160m^3/h$ d'une station de pompage d'un niveau de 412m à un réservoir de niveau 511m. La conduite possède une longueur de 4795m. Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. On donne : la hauteur du réservoir $h=6.00m$; rugosité de la conduite $K=0.1mm$. Le rendement de la pompe $\eta= 80\%$.

Calculer le diamètre économique de cette conduite.



Solution

Par la formule $(D_{eco})_{appr} = k\sqrt{Q}$ avec $K=1$, on détermine le diamètre économique approximatif qui est égal à 0.209 m soit le diamètre normalisé égal à 0.250 m.

Pour trouver le diamètre économique, considérons plusieurs diamètres et calculons d'une part, les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitation de la station de pompage. On prend les diamètres : 0.250 ; 0.300 ; 0.350 ; 0.400 et on retient les diamètres qui vérifient la condition de la vitesse, qui seront 0.250 ; 0.300 ; 0.350.

Les frais d'amortissement

Pour calculer l'amortissement annuel (annuité) de la conduite, on calcule le taux d'amortissement annuel selon la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

Où n est le nombre d'années d'amortissement annuel. Pour le cas de l'Algérie on prend $n=30$ ans et $i=10\%$. Les calculs des frais d'amortissement sont portés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3 : Calcul des frais d'amortissement

D(m)	Prix au m.l [DA]	L(m)	Prix de la conduite(P) [DA]	Annuité (P*A) [DA]
0.250	700	4795	3356500	356124.60
0.300	900	4795	4315500	457874.55
0.350	1100	4795	5274500	559624.45

Les frais d'exploitation de la station de pompage

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut calculer les pertes de charge pour le débit $Q=0.044\text{m}^3/\text{s}$ dans les différents diamètres (on néglige la perte de charge à l'aspiration). Le rendement $\eta= 80\%$. Les frais d'exploitation sont portés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4 : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	j m/ml	L m	$h=1,1j*L$ (m)	$H=H_g+h$ (m)	Puissance [KW]	KWh annuels $P*24*365$	Prix d'énergie à 3DA le KWh
0.250	0.00326	4795	17.20	122.70	65.93	577546.8	1730012.4
0.300	0.00133	4795	6.86	112.36	60.35	528666.0	1586000.0
0.350	0.00062	4795	3.30	108.80	58.43	511846.8	1535540.4

Tableau 5 : bilan des frais

Frais/diamètres	0.250	0.300	0.350
Amortissement	356124.60	457874.55	559624.45
Exploitation	1730012.40	1586000.00	1535540.40
Totaux	2086137.00	2043874.55	2095164.85

Conclusion

Les frais totaux minimaux correspondent au diamètre $D = 0.300$ m qui sera donc considéré comme le diamètre le plus économique.

- **Diamètre économique pour une conduite gravitaire**

Une approche du diamètre est donnée par $(D_{eco})_{appr} = k\sqrt{Q}$ comme pour le cas d'une conduite de refoulement, les diamètres ainsi déterminés sont les diamètres normalisés immédiatement supérieurs qui sont pris en compte, pour calculer les pertes de charge et on retiendra chaque fois le diamètre qui donne une perte de charge inférieure ou à la limite égale à la différence de côte entre le départ et l'arrivée de l'adduction.

4.3 Nature, accessoires, ouvrages annexes et protection des conduites :

4.3.1 Nature des conduites

La gamme de tuyaux présente au marché est très large de point de vue nature de la matière de fabrication, les plus utilisés sont:

- ✓ plastique (PVC et PEHD) ;
- ✓ métallique (tuyau en fonte, acier galvanisé) ;

✓ à base de ciment (AC).

En revanche, cette diversité a vraiment son importance, qui réside dans les avantages que peut offrir chacun de ces tuyaux, mais en général le choix du type convenable est lié à des facteurs d'ordre technique et économique, comme à titre d'exemple : les conduites en plastique sont reconnues pour leur légèreté, leur souplesse, leur résistance aux fluides agressifs et à la corrosion, leur flexibilité (PEHD), leur raccordement sans soudure (PVC) et par leur petits diamètres, mais le plus important c'est leur coût, contrairement aux conduites métalliques et celles à base ciment dont les diamètres sont plus grands.

4.3.2 Accessoires

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites : les coudes, les tés, les vannes,...Ceux-ci sont généralement identifiés par deux éléments : le DN (diamètre nominal) et la PN (pression nominale).

4.3.2.1 Les vannes de sectionnement

Appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant un vis qui abaisse ou élève verticalement, une sorte de lentille. Son symbole est : RV DN X ; X étant le diamètre nominal de la va



Figure 14 : Vanne de sectionnement

4.3.2.2 Les coudes

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.



Figure 15 : Coudes à différents angles

4.3.2.3 Le cône de réduction à brides

Ce sont des organes de raccords en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement. Son symbole est CRB DN X/Y.

Avec : X est le diamètre nominal d'entrée au cône.

et : Y le diamètre nominal de sortie du c



Figure 16 : Cône de réduction

4.3.2.4 Les Tés

Accessoire en forme de "T" utilisé pour les raccords des canalisations secondaires aux canalisations principales, son symbole est : Té DN X/Y.

Avec : X est le DN de la conduite principale ; Y est le DN de la conduite secondaire



Figure 17 : Té de raccordement

4.3.3 Les ouvrages annexes

Il s'agit d'ouvrages assurant le fonctionnement performant du réseau.

4.3.3.1 Les ventouses

Les ventouses sont des organes de protection du réseau. Elles permettent de chasser l'air des canalisations tant pendant la phase de mise en service qu'en phase d'exploitation. Celles-ci devront être dimensionnées en fonction du diamètre de la canalisation, de la pression de service (en liaison avec le débit d'air à évacuer) et du linéaire concerné et implantée sous rehausses de regard. Les ventouses sont placées sur le point haut de la canalisation.

4.3.3.2 Les vidanges

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonné, monté sur le réseau dans les points les plus bas.

Ils servent à vidanger les conduites, et sont constitués d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange. Le point

de vidange doit être au dessous de la conduite du réseau pour garantir la non remonté de l'eau. Les vidanges sont installées au point bas de la canalisation.

4.3.4 Protection des conduites

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses, naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques: fer, fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles, il entre des matériaux ferreux.

Par exemple, les conduites en acier reçoivent un goudronnage intérieur et extérieur. La protection extérieure des conduites placées en terre est complétée actuellement par un revêtement formé d'un complexe de produits bitumineux et de soie de verre imprégnée. Les conduites peuvent aussi être soumises fonctionnellement à des surpressions accidentelles auxquelles elles doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés. Ci-après sont données des indications générales sur :

- la protection cathodique des canalisations;
- la protection des conduites de refoulement ou autres contre les surpressions.

Il est bien précisé que ces indications sont valables pour toutes les conduites, celles de distribution comprises.

4.3.5 Protection des canalisations contre la corrosion

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide. On peut distinguer l'auto corrosion et la corrosion électrolytique.

4.3.5.1 Auto corrosion

On lui rattache les corrosions spontanées telles que :

- la corrosion électrochimique localisée, limitée à la surface du métal par l'étendue du terrain agressif, et due au mauvais isolement de la conduite ;

- la corrosion électrochimique étendue, due à la formation d'une pile géologique par la mise en contact du métal avec deux zones de terrains différents.

4.3.5.2. Corrosion électrolytique

Ensemble des corrosions dues à des effets électriques extérieurs, désignés souvent sous le nom de courants vagabonds, particulièrement nombreux dans les régions industrielles et à proximité de lignes de tramways et de chemins de fer électriques. Les effets de ces corrosions peuvent être désastreux.

4.3.5.3. Protection des conduites

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

a) Isolement du métal de l'électrolyte par emploi d'un revêtement isolant efficace : convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.

b) Protection cathodique de la conduite : elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple) ou artificielle (blocs de magnésium, déversoir). Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique).

Chapitre 5 : Réservoirs

5.1 Rôle des réservoirs:

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types : réservoirs de passage (placé entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) et réservoir d'équilibre (placé à la fin du réseau de distribution).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales :

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).
- Un réservoir est 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.
- Si la côte ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).
- Un réservoir est un élément 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,...).
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement de pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoir (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un point de test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en fait un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variation du niveau).

5.2 Volume des réservoirs:

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

5.2.1 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.

5.2.2 Calcul approximatif

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation. Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs.

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à a ($a = Q_j^{max} / 24$),
- Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement: de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à $2,4.a$ ($=Q_j^{max} / 10$),
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération. Le coefficient de pointe horaire K_h augmente quand la ville devient plus petite.

- $K_h=1,5$ pour une grande ville
- $K_h=2-2,5$ pour une ville moyenne
- $K_h=3,5$ pour une petite ville

5.3 Calcul de la capacité d'un réservoir ou réserve d'équilibre

- **Pour une adduction continue**

Supposons une adduction à débit uniformément réparti sur 24h et soit (**a**), la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a = Q_j^{max} / 24$) avec Q_j^{max} la consommation journalière.

Envisageons les débits sortants. Nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc....

Le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit reste sensiblement constant, est effectué à l'aide d'un analyseur de débit. Les résultats varient selon les agglomérations, on peut donner les chiffres suivants à titre indicatif en fonction du débit moyen (a).

De 6h à 7h → a (pour chaque heure)

De 7h à 11h → 3.5a

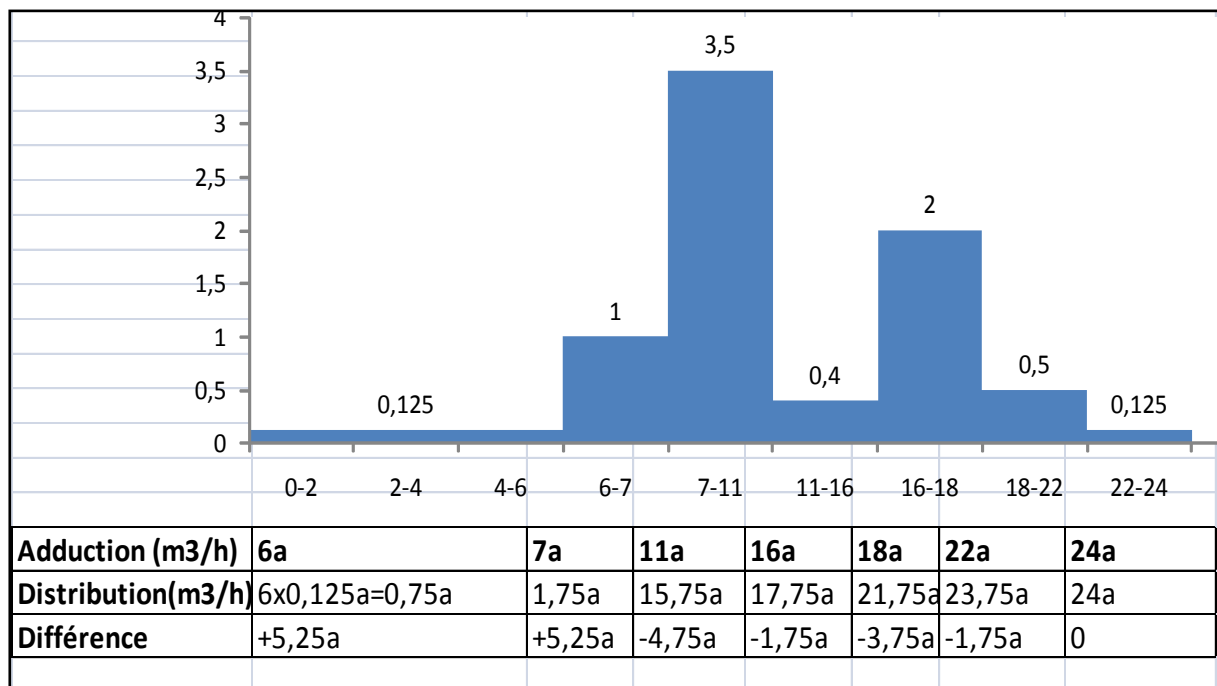
De 11h à 16h → 0.4a

De 16h à 18h → 2a

De 18h à 22h → 0.5a

De 22h à 6h → 0.125a

A l'aide des renseignements ci- dessus, les diagrammes suivants peuvent être établis.



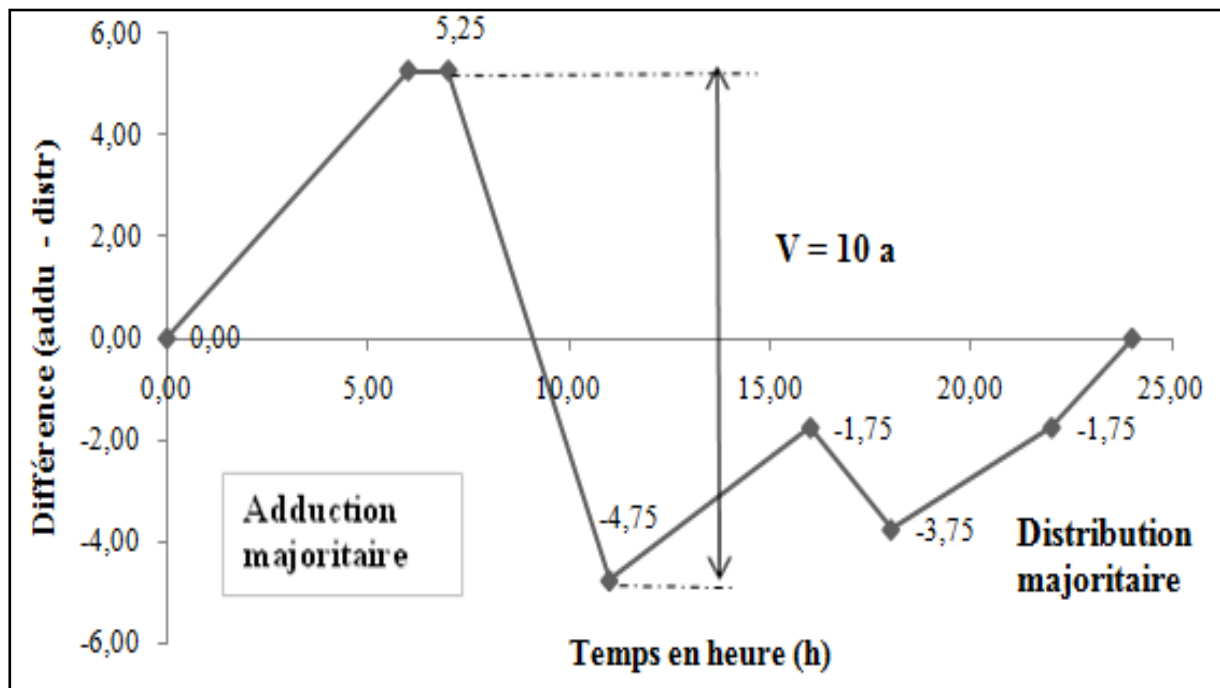


Figure 18 : Capacité théorique en adduction continue

Le volume d'équilibre du réservoir sera donc

$$V_{equi} = \max(V_{add} - V_{dis}) + \min|(V_{add} - V_{dis})|$$

$$V = 5.25a + 4.75a = 10a$$

Nous constatons que pour le cas d'une adduction continue, le volume théorique du réservoir est de 10 a. Ramené à la consommation journalière 24a ; la capacité théorique en adduction continue est égale à $(10a/24a) = 42\%$ de la consommation (soit environ la moitié de la consommation).

- *Pour une adduction discontinue*

Dans le cas d'une marche de nuit de l'adduction pendant 10h soit de 20h à 6h comme le montre le graphique de la fig. ci-dessous, le volume théorique devient 21a.

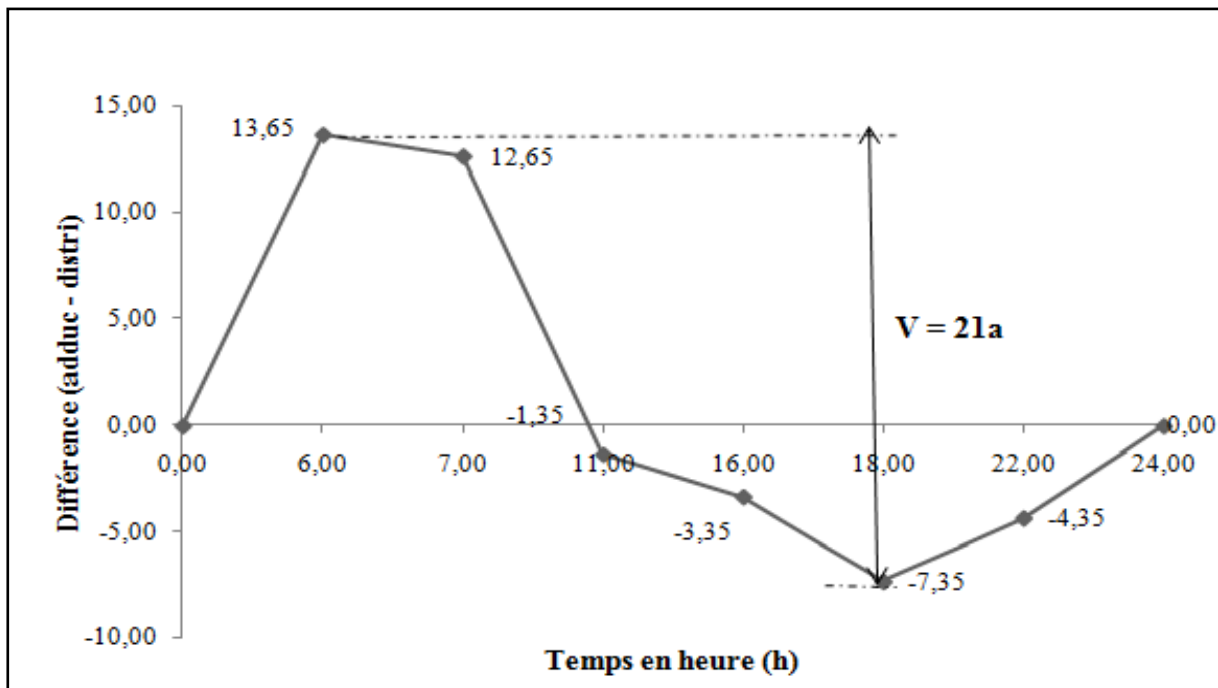
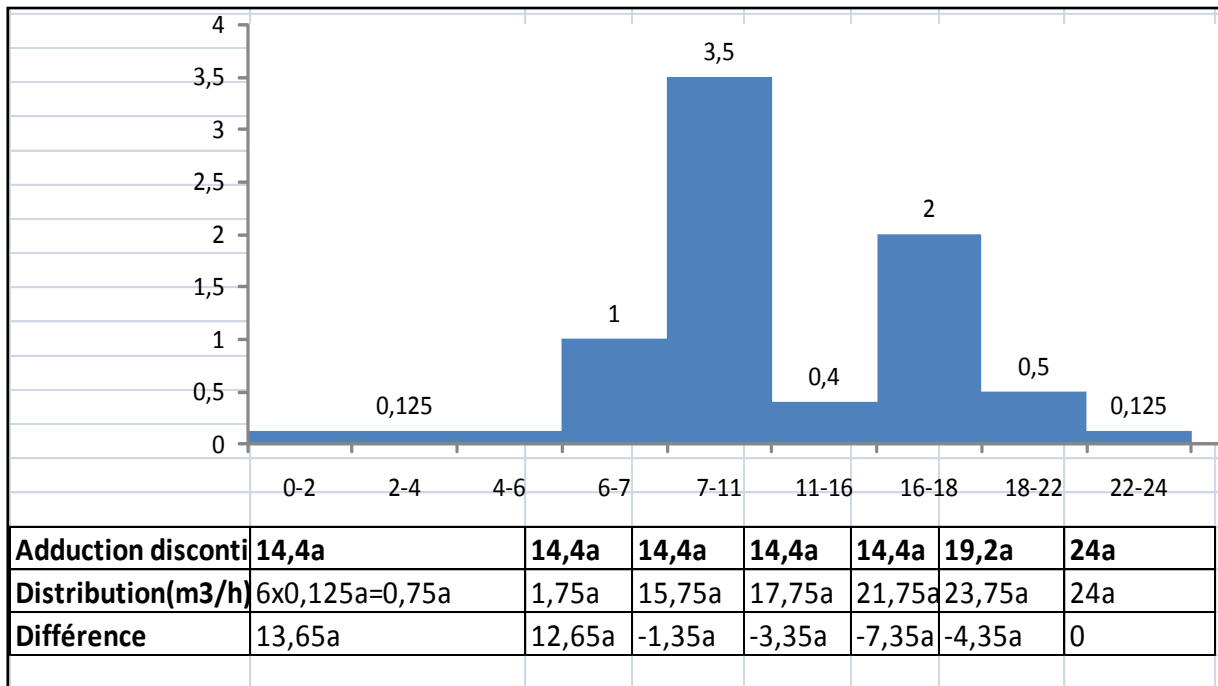


Figure 19 : Capacité théorique en adduction discontinue

Le volume d'équilibre du réservoir sera donc

$$V_{equi} = \max(V_{add} - V_{dis}) + \min|(V_{add} - V_{dis})|$$

$$V = 13.65a + 7.35a = 21a$$

En conséquence, selon que l'adduction s'effectuera d'une manière continue ou seulement 10h sur 24h, le volume théorique du réservoir passera du simple au double puisque en adduction de nuit, la capacité devient $(21a/24a) = 90\%$, soit en gros la consommation journalière.

- **Capacité pratique des réservoirs**

Au calcul de la capacité du réservoir, il faut toujours ajouter 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).

Pour les zones à haut risque cette réserve peut dépasser le volume de 120 m^3 . Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000 m^3 etc....

La hauteur de l'eau dans la cuve doit être comprise entre 3 et 6m. Les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau de 7 à 8m.

5.4 Emplacement des réservoirs

5.4.1 Branchement particulier d'abonnés. Pression au sol demandée

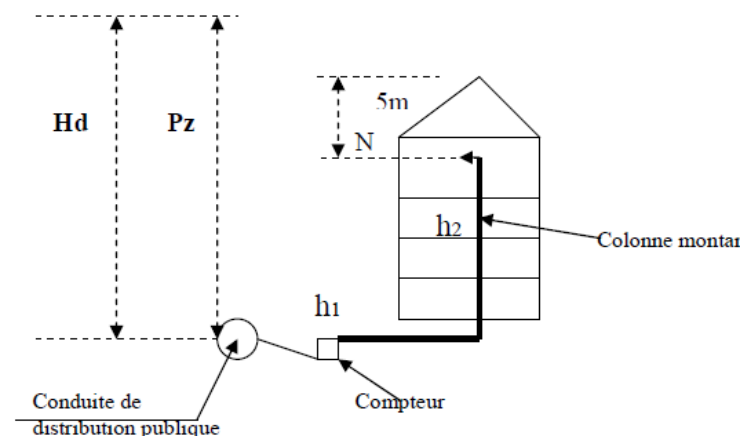


Figure 20 : Branchement d'abonnés et pression au sol demandée

$$(N+5) + h_1 + h_2 \leq P_Z$$

Où N : L'altitude de l'orifice le plus élevé [m] ;

h_1 et h_2 : les pertes de charge dans le compteur et la colonne montante [m] ;

5 m : la pression minimale au point de puisage le plus élevé ;

P_Z : la cote piézométrique minimale de la conduite publique au droit du branchement ;

H_d : la pression au demandée (souhaitable) dans la conduite de distribution.

Les pressions maximales au sol dans les conduites de distribution ne doivent pas dépasser 40m d'eau, afin de protéger les soudures des conduites.

5.4.2 Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire

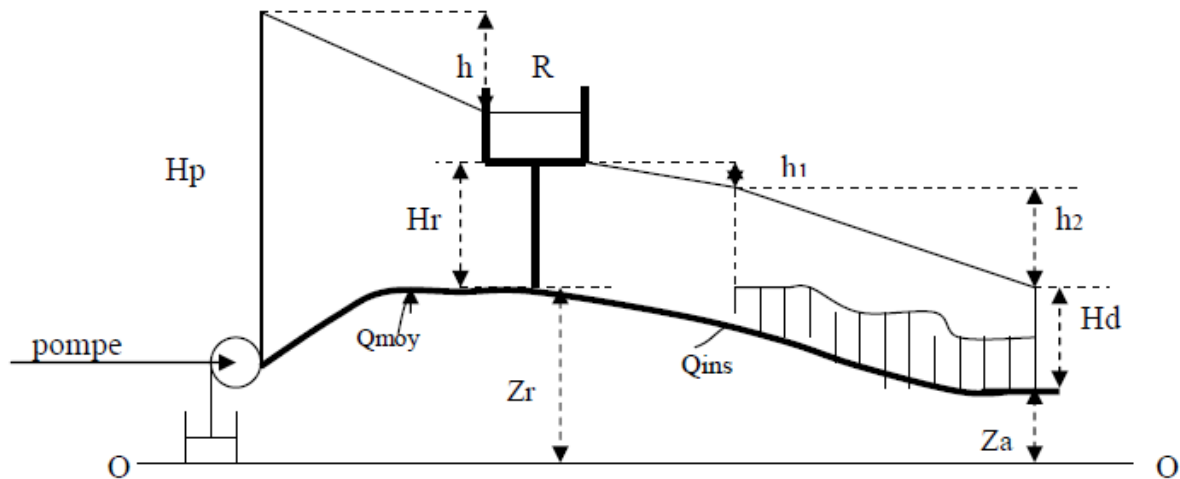


Figure 21 : Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire

Pour déterminer la hauteur du réservoir, on utilise l'expression suivante :

$$H_r + Z_r = H_d + Z_a + (h_1 + h_2)$$

$$H_r = H_d + (h_1 + h_2) - (Z_r - Z_a)$$

Si $H_r > 0$, le réservoir est surélevé (château d'eau) ;

Si $H_r \leq 0$, le réservoir est de surface ou semi enterré.

5.4.3 Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit moyen de consommation pour avoir la consommation horaire maximale (de 1.5 à 3.5), la

perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

Le schéma ci-dessous montre l'avantage de l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération, avec un coefficient de pointe égal à 3.

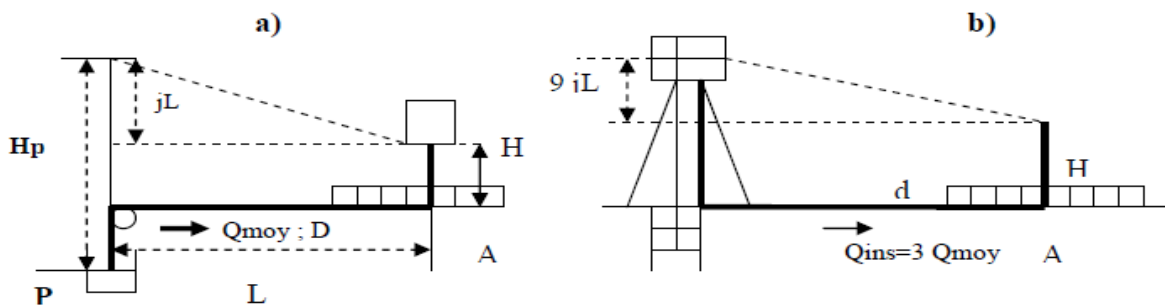


Figure 22 : Emplacement géographique des réservoirs a) réservoir en ville, b) réservoir sur captage

Dans le premier cas, pour une pression au sol H nécessaire en A , la pompe fonctionnera avec une pression : $H_p = H + jL$

Dans le deuxième cas, PA n'est plus une conduite de refoulement, mais une conduite de distribution qui doit débiter le débit de pointe soit $Q_{ins} = 3Q_{moy}$. En conséquence, pour obtenir en A la même pression H , il faudra construire un réservoir de hauteur $H_r = H + j'L = H + 9jL$.

Par rapport au premier cas le réservoir de l'agglomération sera donc plus haut de $9j$.

La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir **semi-enterré**, qui sera toujours **plus économique qu'un réservoir sur tour**.

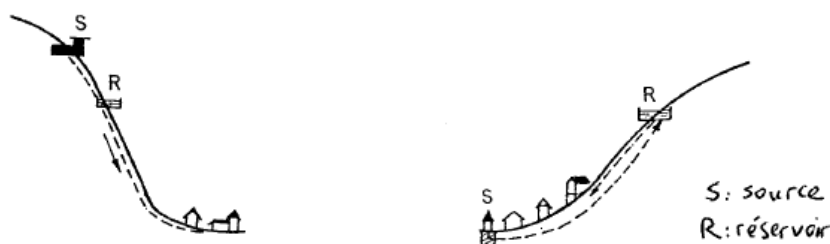


Figure 23 : Emplacement des réservoirs

5.5 Classification et équipements des réservoirs

5.5.1 Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Réservoirs métalliques
- Réservoirs en béton armé ou en béton ordinaire, ou en béton précontraint.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être (figure 23) :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés ou château d'eau.

La forme des réservoirs est généralement circulaire et est rarement rectangulaire ou carrée. Les réservoirs doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines, d'infiltration et des poussières, ils doivent être aérés et visitables.

5.5.2 Fontainerie d'équipement des réservoirs

Quelques équipements sont à prévoir dans les réservoirs (figures 24, 25) :

- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange)
- Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- Une chambre de vanne
- Un trop plein (évacuation de l'excédent d'eau)
- Une galerie de vidange au fond
- Une fermeture par flotteur de l'alimentation
- Un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir : nettoyage, entretien, réparation)
- Eventuellement, on peut prévoir aussi une bêche d'arrivée de l'eau équipée d'un déversoir, permettant la mesure des débits d'adduction.
- Autres dispositions à prendre : l'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée). La sortie se fait par le bas du réservoir (0.2m au dessus du radier), prévoir une charge minimale de 0.5m 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.
- contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage, dépôt des matières solides, fonctionnement des accessoires)

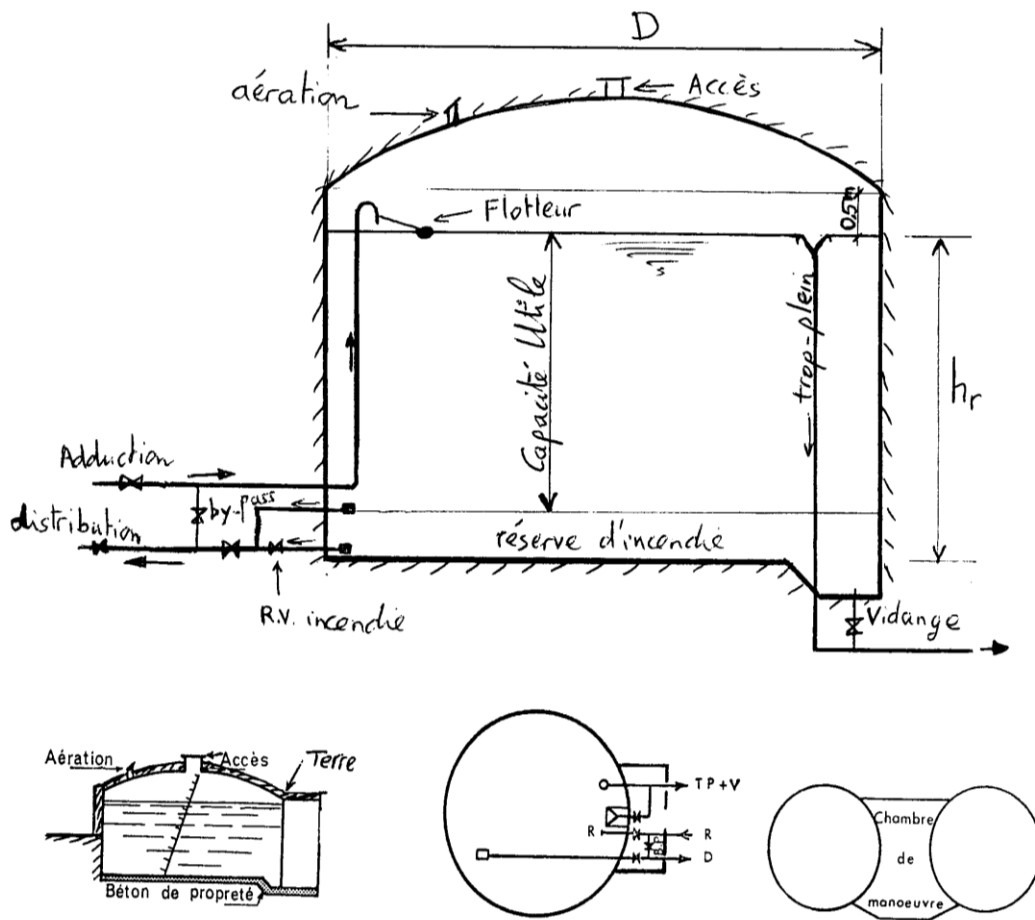


Schéma des réservoirs semi-enterrés

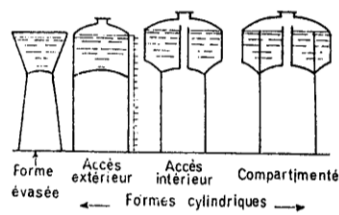


Schéma des réservoirs surélevés

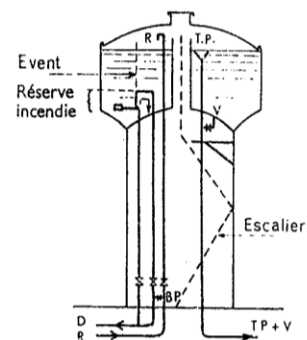
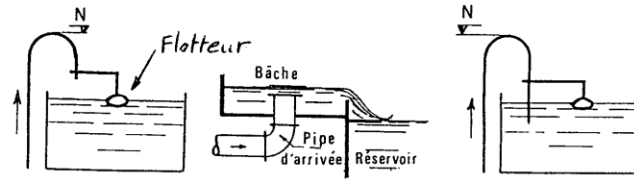
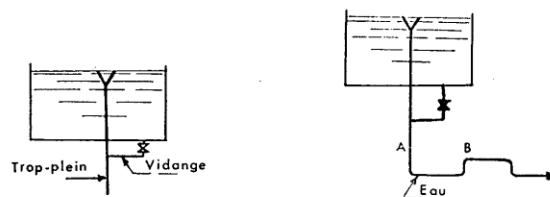


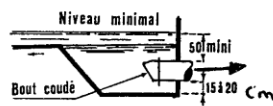
Figure 24 : Différents types de réservoirs



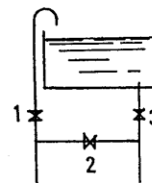
Arrivée d'eau : en chute libre avec bache noyé



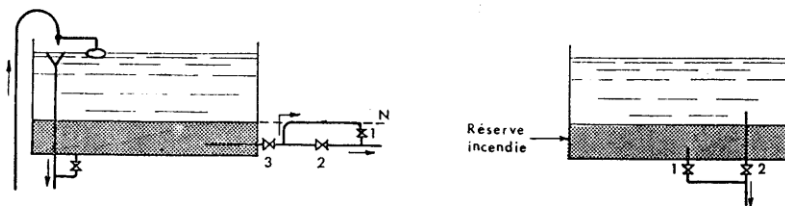
Trop-plein et vidange



Départ de la distribution



By-pass



Matérialisation de la réserve d'incendie

Figure 25 : Equipements des réservoirs

Chapitre VI : Réseaux de distribution

6.1 - Réseaux de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

6.1.1 - Structure des réseaux:

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseau ramifié et réseau maillé.

- **Réseau ramifié**

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

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).

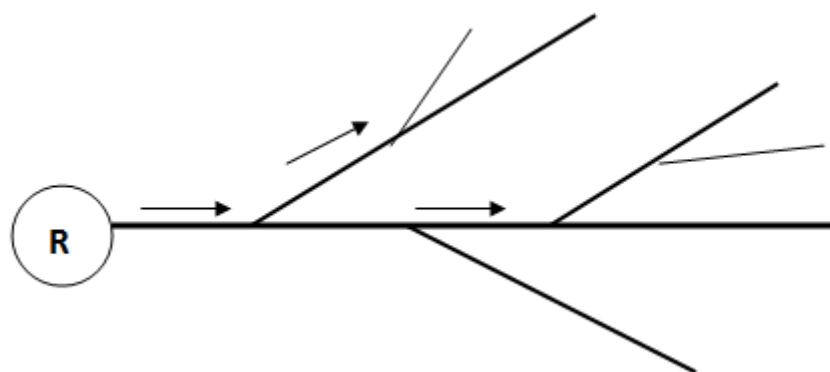


Figure 26 : Réseau ramifié

- **Réseau maillé**

Le réseau maillé 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.

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).
- ✓ une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

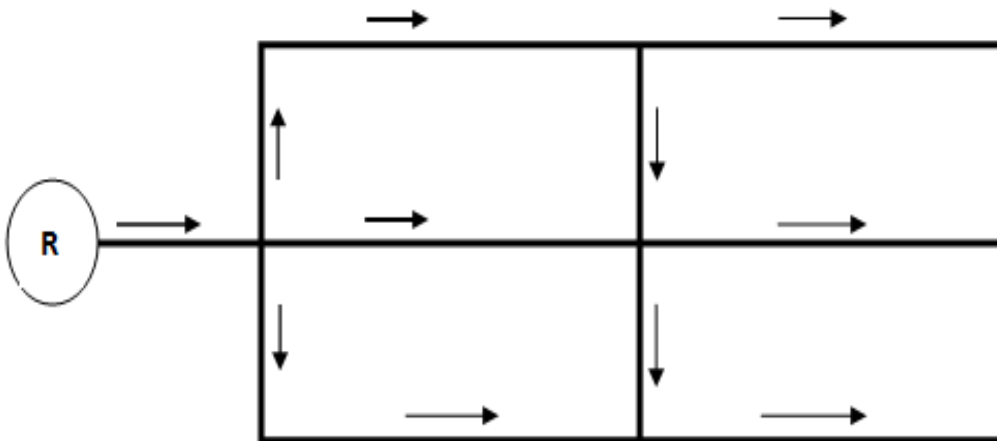


Figure 27 : Réseau maillé

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

- **Réseau mixte**

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**

Dans le cas où la topographie est très tourmentée, la distribution peut se faire par paliers

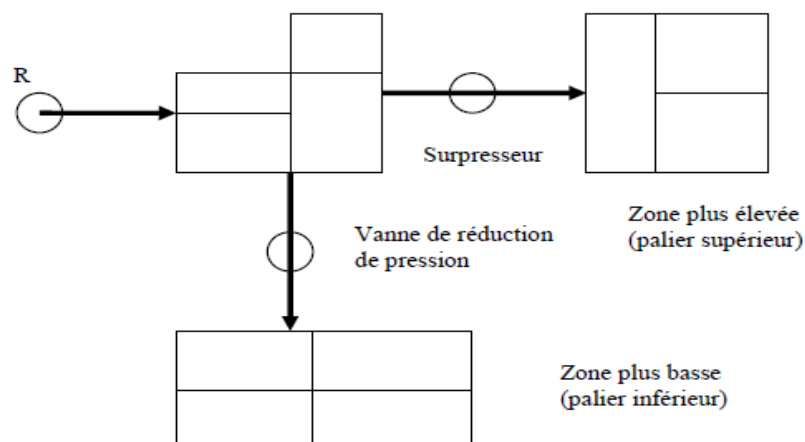


Figure 28 : Réseau étagé

- **Réseaux à alimentation distincte**

Il existe deux réseaux distincts, l'un pour l'eau potable et l'autre pour l'eau non potable. En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

6.1.2 -Hypothèses de calcul:

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

➤ **Débit :**

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter (voir le chapitre 3). 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). Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60\text{m}^3/\text{h}$ soit (17l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

➤ **Choix du diamètre**

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre.

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre **0,50 et 1,25m/s**. Les vitesses inférieures à 0,50 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,25 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

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

➤ **Pression**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

1° 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.

2° En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 40 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions suivantes au sol, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau):

12 à 15 m pour un étage	29 à 32 m pour 5 étages
16 à 19 m pour 2 étages	33 à 36 m pour 6 étages
20 à 23 m pour 3 étages	37 à 40 m pour 7 étages
24 à 27 m pour 4 étages	

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

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.

6.1.3 -Principes de calcul:

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

➤ Débit en route:

Dans une conduite d'adduction, le débit d'eau est constant. Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. Chaque tronçon de distribution, matérialisé par deux nœuds, est alors caractérisé par deux débits: un débit d'extrémité (qui doit, tout simplement, transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté Q_t) et un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r).

Le débit en route 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 peut être calculé par la méthode suivante :

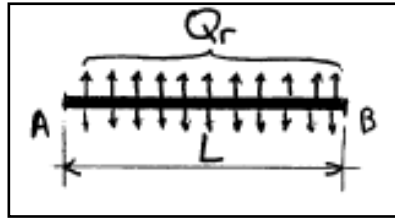


Figure 29 : Répartition uniforme du débit en route sur la longueur du tronçon

Il peut être proportionnel à la longueur du tronçon en utilisant le débit spécifique q_{sp}

$$Q_r(AB) = q_{sp} L_{AB} \quad (6.1)$$

Où : Le débit spécifique est donné par :

$$q_{sp} = Q_{tot} / L_{tot} \quad (6.2)$$

L_{tot} : est la longueur totale du réseau de distribution.

Q_{tot} : le débit de pointe total consommé par l'agglomération.

➤ Débit de calcul

Le long d'un tronçon de distribution le débit étant variable, donc le débit de calcul sera donné par les formules suivantes :

- Pour le réseau ramifié par

$$Q_c = Q_t + 0.55Q_r \quad (6.3)$$

- pour le réseau maillé par :

$$Q_c = Q_t + 0.50Q_r \quad (6.4)$$

6.2 Calcul des 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 côtes des nœuds au sol.

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir. Les étapes de calcul sont les suivantes:

- 1) Calcul de Q_r , de Q_t et ensuite Q_c par (6.3) ;
- 2) Choix du diamètre D qui permet d'écouler le débit Q_c avec une vitesse voisine de 0,90 m/s (ou entre 0,50 et 1,25m/s). Le diamètre minimum étant 0,80 m.

- 3) Calcul de la perte de charge avec Q_c , en utilisant les abaques.
- 4) Calcul de la charge hydraulique en chaque nœud et en déduire la pression au sol.

Exemple de calcul d'un réseau ramifié

Calculer le réseau ramifié d'une ville de 2000 habitants, pour une consommation moyenne journalière 150 l/hab.j. On suppose le schéma de distribution suivant, on prévoit un facteur de pointe $K_p = 3$.

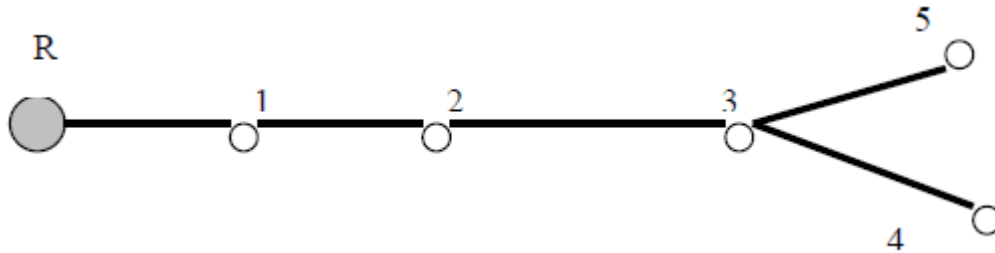


Figure 30 : Réseau ramifié

Solution

$$Q_{moy} = \frac{150}{24 \times 3600} = 0,0017 \text{ l/s.hab}$$

Pour 2000 habitants on aura :

$$Q_{moy} = 2000 \times 0,0017 = 3,4 \text{ l/s}$$

- Calcul des débits de route pour chaque tronçon.

Tableau 6: Calcul des consommations moyennes et de pointe

Désignation des tronçons (1)	Nombre d'habitants (2)	Consommation moyenne (3)	Consommation de pointe (4)
R – 1	0	0	0
1 – 2	520	0,9	2,7
2 – 3	200	0,34	1,02
3 – 4	850	1,47	4,41
3 – 5	430	0,75	2,25
Σ	3000	3,4	10,38

- Calcul des débits de tronçon à partir du débit d'amont

Déterminons dans ce réseau, le sens d'écoulement de l'eau et procédons à la répartition selon les différents tronçons, pour cela partant de l'extrémité avale du réseau et remontons de proche en proche jusqu'au réservoir.

Tableau 7: Calcul des débits de tronçon

tronçons	Débit (l/s)		
	en route (Q_r)	avale (P)	du tronçon $0.55Q_r+P$
3 – 4	4,41	–	4,41
3 – 5	2,25	–	2,25
2 – 3	1,02	6.66	7,68
1 – 2	2,70	7,68	10,38
R – 1	–	10,38	10,38

Pour un diamètre donné D, on vérifie à l'aide des tables de colebrook ($K=2.10^{-3}m$) qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon, la vitesse obtenue est acceptable et que la perte de charge totale donne une pression au sol acceptable pour une cote du radier du réservoir connue par exemple on prend 50m.

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

Tableau 8: Calcul hydraulique du réseau

Tronçon	Longueur (m)	D (m)	Débit (l/s)	V [m/s]	J [m/ml]	ΔH (m)	H_{piezo} amont (m)	H_{piezo} avale (m)	Cote géo Z (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	10,38	0,60	0,0055	2,75	50	47,25	20	27,25
1 – 2	520	0,150	10,38	0,60	0,0055	2,86	47,25	44,39	21	23,39
2 – 3	200	0,125	7,68	0,65	0,0080	1,60	44,39	42,79	18	24,79
3 – 4	400	0,08	2.42	0,50	0,0080	3,20	42,79	39,59	17	22,59
3 – 5	100	0,060	1,24	0.25	0,0220	2,20	42,79	40,59	16	24,59

Vérification de la condition d'incendie

Il est procédé ensuite à la vérification de la condition d'incendie, pour cela on calcule le réseau avec le débit d'incendie de 17 l/s.

Tableau 9: Vérification du réseau avec le débit d'incendie

Tronçon	Longueur (m)	D (m)	Débit (l/s)	V [m/s]	J [m/ml]	ΔH (m)	H_{piezo} amont (m)	H_{piezo} avale (m)	Cote géo Z (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	17	1,0	0,016	8	50	42,00	20	22
1 – 2	520	0,150	17	1,0	0,016	8,32	42	33,68	21	12
2 – 3	200	0,125	17	1,4	0,042	8,40	33,68	25,28	18	7,28
3 – 4	400	0,08	17		très grande		25,28	-	17	-
3 – 5	100	0,060	17				25,28	-	16	-

C'est ainsi, jusqu'en 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 peut 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.

6.3 Calcul des réseaux maillés:

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits en route de tous les tronçons, on utilise l'expression (6.4) pour répartir ces débits aux nœuds du réseau. Il faut vérifier que la somme des débits aux nœuds est égale à la somme des débits en route de tous les tronçons.

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.

Méthode de Hardy Cross:

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes (équivalentes aux lois de Kirchoff en électricité) :

- 1^{re} loi : En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent:

$$\sum Q_e = \sum Q_s$$

Ainsi, pour le nœud A, par exemple, on a

$$Q_A = q_1 + q_6$$

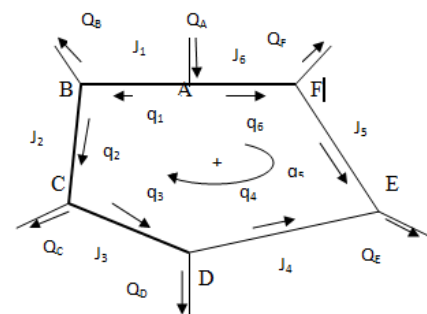


Figure 31 : Représentation d'une maille

- 2^{ème} loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique -des pertes de charge est nulle.

$$\sum j = 0$$

Ainsi pour le contour ABCDEF, où l'orientation positive est donnée par le sens des aiguilles d'une montre et pour le sens d'écoulement indiqué par les flèches.

$$j_6 + j_5 - j_4 - j_3 - j_2 - j_1 = 0$$

La méthode de Hardy Cross consiste, tout d'abord, à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la première loi. Cette première répartition permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes.

Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi.

Nous allons voir comment on trouve la rectification de débit à apporter à la première répartition. Prenons pour cela un exemple simple d'une seule maille.

On décompose arbitrairement Q_A en q_1 et q_2 tels que :

On choisit les deux diamètres en fonction des débits q_1 et q_2 , lesquels engendreront les pertes de charge :

J_1 sur ADC et J_2 sur ABC.

Généralement, cette loi n'est pas vérifiée dès le premier coup et nous allons chercher la correction à faire: Δq_1

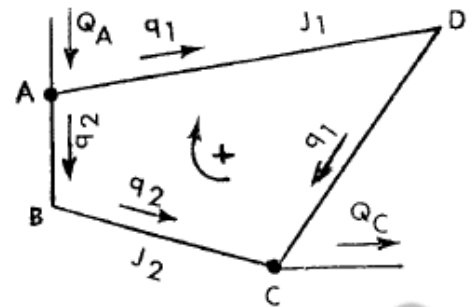
En utilisant les résistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_2 (R_1 et R_2), on écrit que :

$$J_1 = R_1 \cdot Q_1^2 \quad \text{et} \quad J_2 = R_2 \cdot Q_2^2$$

La correction des débits à faire Δq_1 et qui donnerait $(q_1 + \Delta q_1)$ et $(q_2 + \Delta q_2)$, doit conduire à la vérification de la deuxième loi :

$$R_1(q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2(q_2 + \Delta q_2)^2 = 0$$

$$\Delta q_1 = \frac{-R_1 q_1^2 + -R_2 q_2^2}{2(R_1 q_1 + R_2 q_2)} = -\frac{J_1 - J_2}{2\left(\frac{J_1}{q_1} + \frac{J_2}{q_2}\right)} \quad (6.5)$$



En utilisant le fait que :

$$R_1 = \frac{J_1}{q_1^2} \quad \text{et} \quad R_2 = \frac{J_2}{q_2^2}$$

A partir de (6.5), on déduit que:

Si $J_1 - J_2 < 0$, le débit q_1 est alors insuffisant et il faut l'augmenter, c'est ce qui fait que Δq_1 est positif.

Si $J_1 - J_2 > 0$, le débit q_1 est alors trop important et il faut le diminuer, c'est ce qui fait que Δq_1 est négatif.

En généralisant l'expression (6.5) à un contour **fermé quelconque**, comportant n tronçons, on peut écrire que :

$$\Delta q = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{2 \sum_{i=1}^n \left| \frac{J_i}{q_i} \right|} \quad (6.6)$$

Rappelons que les **débites positifs**, par rapport à l'orientation choisie, seront corrigés par Δq , affecté **de son signe**, alors que les **débites négatifs** seront corrigés par Δq multiplié par **-1**.

Si, pour les nouveaux débits, la deuxième loi n'est toujours pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits. Ainsi, on se rapprochera de zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour.

Dans le cas de deux mailles adjacentes, la conduite commune sera affectée par les deux corrections des débits calculées pour les deux mailles, affectées de leurs signes respectifs.

Prenons l'exemple de la conduite EF (voir figure ci-contre) dans laquelle le débit initial est q .

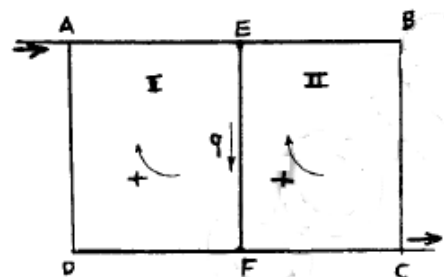


Figure 32 : Mailles adjacentes

D'où, la correction finale du débit q de EF est:

Puisque dans la maille I le débit q est positif, la correction est alors $+\Delta q_I$. Dans la maille II, le débit q est négatif et la correction est $-\Delta q_{II}$.

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

On arrête les itérations lorsque, **pour toutes les mailles** :

$\Delta q < 0,4 \text{ l/s}$	et	$\left \sum J \right \leq 0,2 \text{ m.}$	et même 0.5 m
------------------------------	----	---	---------------

Dans le cas où le calcul est fait à l'aide d'un micro-ordinateur, on peut aller plus loin dans la précision (par exemple : $|\Delta q| \leq 0,1 \frac{1}{s}$ ou $|\Delta q| \leq 0,01 \frac{1}{s}$).

Pour réaliser les calculs, on peut utiliser le tableau ci-dessous :

Tableau 10: Calcul des réseaux maillés (type)

			N ^{ème} Itération					
Maille	M.adj.	N° du tronçon	Q (l/s)	V (m/s)	j (m/m)	J (m)	J/Q -	ΔQ (l/s)
I								
	$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q }$					Σ		
II								
	$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q }$					Σ		

Si la solution obtenue ne vérifie pas les conditions imposées (des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s et, éventuellement, des pressions suffisantes), on doit modifier le choix initial des diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début.

6.3.1 Vérification de la condition d'incendie:

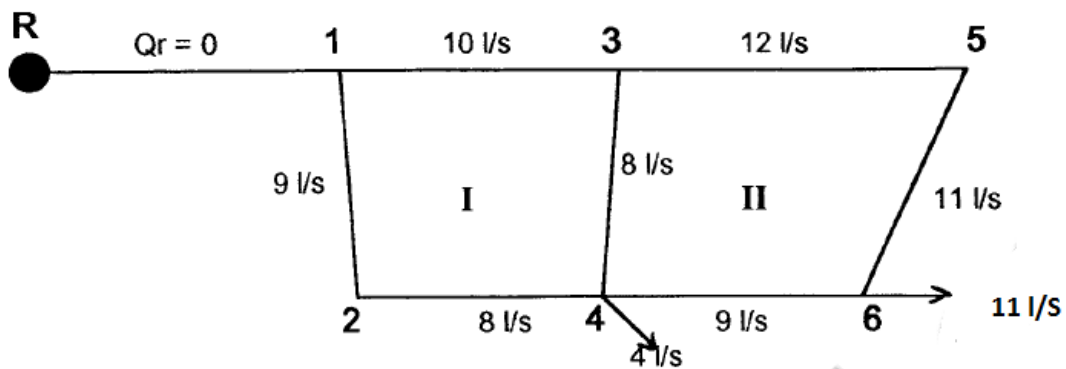
Pour un réseau de distribution (réseau ramifié ou réseau maillé), il faut vérifier les conditions d'incendie. Il s'agit de refaire le calcul du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau. Il faut vérifier alors que les vitesses dans tous les tronçons sont inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les

nœuds sont supérieures à 10 mètres. Le nombre de débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et de son risque aux incendies.

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on doit modifier les diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début (pendant l'heure de pointe, ensuite une autre vérification pendant l'heure de pointe + incendies).

Exemple de calcul d'un réseau maillé

Soit le réseau maillé suivant (les débits en route sont indiqués sur les tronçons, en l/s):



Les débits en route sont transformés en débits aux nœuds. Nous choisissons alors une première répartition, arbitraire, des débits dans les différents tronçons qui vérifie la loi des débits aux nœuds, $\sum Q_n = 0$ (voir la figure ci-dessous, tous les débits sont en l/s).

Nous avons calculé ce réseau par la méthode de Hardy Cross (voir la feuille de calcul), la répartition finale des débits dans les tronçons est la suivante:

Les vitesses (finales) dans tous les tronçons sont acceptables (entre 0,5 et 1,25 m/s).

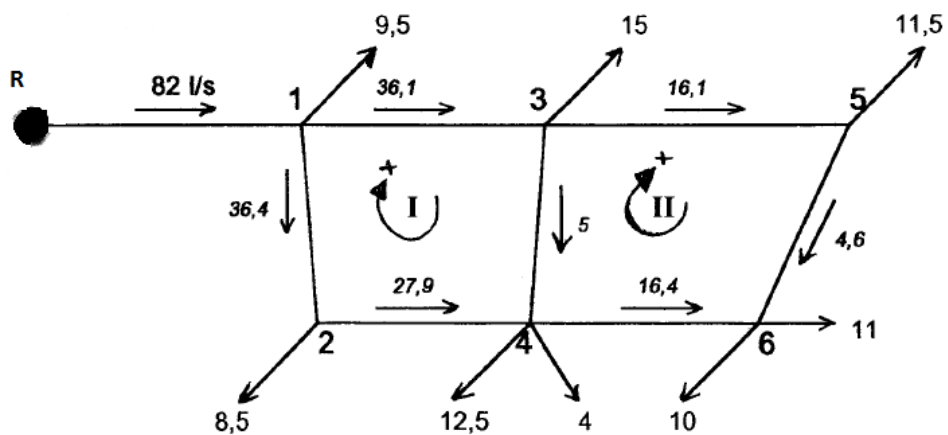


Tableau 11: Calcul du réseau maillé

Maille	M.adj.	N° du tronçon	Long. m	Diam. mm	1ère Itération						2ème Itération					
					Q (l/s)	V (m/s)	j (m/m)	J (m)	J/Q -	ΔQ (l/s)	Q (l/s)	V (m/s)	j (m/m)	J (m)	J/Q -	ΔQ (l/s)
I		1 – 2	850	250	36	0,73	0,0022	-1,87	0,052	+0,2	36,2	0,74	0,0022	-1,87	0,052	+0,2
		1 – 3	900	250	36,5	0,74	0,0023	+2,07	0,057	-0,2	36,3	0,74	0,0022	+1,98	0,055	-0,2
		2 – 4	750	200	27,5	0,88	0,0040	-3	0,109	+0,2	27,7	0,88	0,0040	-3	0,108	+0,2
	II	3 – 4	600	100	5	0,64	0,0053	+3,18	0,636	-0,2/0,3	5,1	0,65	0,0054	+3,24	0,635	-0,2/+0,1
	$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q } = -0.2l/s$							Σ	+0,38	0,854	-0,2			Σ	+0,35	0,85
II	I	3 – 4	600	100	5	0,64	0,0053	-3,18	0,636	0,3/-0.2	5,1	0,65	0,0054	-3,24	0,635	0,1/-0,2
		3 – 5	700	150	16,5	0,93	0,0065	+4,55	0,276	-0,3	16,2	0,91	0,0062	+4,34	0,268	-0,1
		4 – 6	600	150	16	0,91	0,0061	-3,66	0,229	+0,3	16,3	0,91	0,0063	-3,78	0,232	+0,1
		5 – 6	650	100	5	0,64	0,0053	+3,45	0,689	-0,3	4,7	0,600	0,0047	+3,06	0,651	-0,1
	$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q } = -0.3l/s$							Σ	+1,16	1,83	-0,3			Σ	+0,38	1,786

Maille	M.adj.	N° du tronçon	3ème Itération						Calcul des pressions au sol			
			Q (l/s)	V (m/s)	j (m/m)	J (m)	J/Q -	ΔQ (l/s)	Cote géométrique avale Z_g (m)	Côte piézométrique amont (m)	Côte piézométrique avale (m)	Pression au sol (m)
I		1 – 2	36,4	0,74	0,0023	-1,96	0,052	+0,14	105	120	118,04	13,04
		1 – 3	36,1	0,73	0,0028	+1,98	0,057	-0,14	103	120	118,02	15,02
		2 – 4	27,9	0,89	0,0041	-3,08	0,109	+0,14	102	118,04	114,96	12,96
	II	3 – 4	5	0,64	0,0053	+3,18	0,636	-0,14/0,098	102	118,02	114,84	12,84
			$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q } = -0,1415$			Σ	+0,12	0,854	-0,14			
II	I	3 – 4	5	0,64	0,0053	-3,18	0,636	0,098 /- 0,14	102	118,02	114,84	12,84
		3 – 5	16,1	0,91	0,0061	+4,27	0,276	- 0,098	101	118,02	113,75	12,75
		4 – 6	16,4	0,93	0,0064	-3,84	0,229	+ 0,098	90	114,96	111,12	21,12
		5 – 6	4,6	0,58	0,0045	+2,93	0,689	- 0,098	90	113,75	107,89	17,89
			$\Delta Q = -\frac{\sum J}{2 \sum J/Q } = -0,098$			Σ	+0,18	1,83	-0,3			

On remarque qu'après la 3^{ème} itération les conditions de la correction du débit et de la somme des pertes de charge dans une maille sont vérifiées.

Références bibliographiques

1. A. Lencastre (1999), "Hydraulique générale", édition Eyrolles, Paris.
2. M. Carlier (1972), "Hydraulique générale et appliquée", édition Eyrolles, Paris.
3. A. Dupont (1970), "Hydraulique urbaine : exercices et projets", édition Eyrolles, Paris.
4. J. Bonin (1986), "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", édition Eyrolles, Paris.
5. A. Dupont (1988), "Hydraulique urbaine", édition Eyrolles, Paris.
6. P. Koch (1969), "Alimentation en eau potable des agglomérations", édition Dunod, Paris.
7. F.G. Brière "Distribution et collecte des eaux", Editions de l'Ecole Polytechnique de Montreal, 1994, 365 p.
8. F. Valiron, "Lyonnaise des Eaux. Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I Eau dans la ville Alimentation en Eau". Paris, Technique et documentation Lavoisier, 1994.