



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Khider Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



Polycopie de cours

Licence LMD Hydraulique
Licence formation à recrutement nationale FN

RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Réalisé par :

Dr. BEDJAOUI Ali

Maitre de Conférences -A-

Université de Biskra



Année Universitaire : 2023 / 2024

SOMMAIRE

Liste des figures	i
Liste des tableaux	iii
Programme officiel de la matière Réseaux d'alimentation en eau potable	iv
Avant- propos	01
Chapitre I. Généralité sur l'alimentation en eau potable d'une ville	02
1.1. Introduction	02
1.1.1 Captage	03
1.1.2 Traitement des eaux	03
1.1.3 Adduction	03
1.1.4 Distribution	04
1.2. Répartition des eaux	04
1.3. Types de réseaux de distribution de l'eau potable	05
1.3.1 Réseau ramifié	05
1.3.2 Réseau maillé	06
1.4. Conclusion	06
Chapitre 2. Etude des besoins en eau	08
2.1. Régime de la consommation	08
2.2. Estimation des populations à desservir	08
2.2.1 Source d'information	09
2.2.2 Progression arithmétique	09
2.2.3 Progression géométrique	10
2.2.4 Accroissement à taux décroissant	10
2.3. Estimation des besoins en eau	12
2.3.1 Types de besoins en eau	12
2.4. Etude de la variation des débits consommés	16
2.4.1 Consommation totale moyenne:	16
2.4.2 Consommation de pointe journalière	17
2.4.3 Consommation de pointe horaire	17
2.5. Exemple d'Application 1	20
2.6. Exemple d'Application 2	21
2.7. Conclusion	23
Chapitre 3. Les Ouvrages de stockage	24
3.1. Introduction	24
3.2. Définition d'un réservoir	24
3.3. Rôle du Réservoir	24

SOMMAIRE

3.4.	Classification des réservoirs	25
3.5.	Emplacement du réservoir	25
3.6.	Capacité d'un réservoir	28
a)	Détermination du volume utile	29
b)	Détermination du volume d'incendie	30
c)	Volume de sécurité	31
3.7.	Formes et types de Réservoirs	32
3.8.	Emplacement du réservoir	33
3.9.	Exemple d'application	35
3.10.	Dispositions constructives	36
3.11.	Equipements des réservoirs	36
3.11.1	Conduite d'adduction	37
3.11.2	Conduite de distribution	38
3.11.3	Conduite de Top plein	39
3.11.4	Conduite de vidange	40
3.11.5	Exemple d'application	
3.11.6	Dispositions spéciales	41
3.11.6.1	By-pass	41
3.11.6.2	Matérialisation de la réserve d'incendie	41
3.12.	Exemple d'application	42
a)	Pompage continu	43
1)	Détermination du volume utile	43
2)	Détermination du volume d'incendie	43
3)	Détermination du volume de sécurité	44
b)	Pompage discontinu (nocturne), la nuit 12h/24h	44
c)	Pompage discontinu le jour 12h/24h	45
3.13.	Conclusion	46
	Chapitre 4. Les réseaux de distribution	47
4.1.	Introduction	47
4.2.	Classification des réseaux	48
4.3.	Eléments constitutifs d'un réseau de distribution	50
4.4.	Principaux Facteurs générateurs de fuites dans un réseau d'eau potables	52
4.5.	Pièces spéciales dans un réseau d'eau potable	53
4.6.	Recommandations pour la lutte contre l'incendie	54
4.7.	Calcul d'un réseau de distribution	54
4.7.1	Réseau ramifié	55
a)	Méthode des longueurs	56
b)	Méthode des surfaces	56
c)	Méthode en fonction de la population	56

SOMMAIRE

4.7.2.	Etapes de calcul des réseaux	56
a)	Débit spécifique	57
b)	Les besoins des tronçons	57
4.7.3.	Exemple d'application	61
1-	Cas de fonctionnement normal	61
2-	Calcul du réseau: Cas d'incendie	63
4.7.4.	Calcul d'un réseau maillé	64
a)	Principe de la méthode de HARDY CROSS	65
b)	Etapes de calcul d'un réseau maillé	68
c)	Etapes de calcul d'un réseau maillé	68
1-	Calcul des besoins des tronçons	69
2-	Evaluation des débits nœudaux	70
4.7.5.	Exemple d'application	71
4.8.	Conclusion	72
	Chapitre 5. L'adduction des eaux	73
5.1	Définition	73
5.2	Etude du tracé	73
5.3	Types d'adduction	74
1-	L'adduction gravitaire	74
2-	L'adduction par refoulement	74
5.4	Calcul d'une adduction gravitaire	75
5.4.1	Rappels d'hydraulique	75
1-	Perte de charge linéaire	76
a)	Selon Darcy (1875)	76
b)	Selon Hazen -Williams (1906)	77
2-	Pertes de charge singulières ou locales	78
5.4.2	Caractéristiques hydraulique d'une conduite en charge	79
a)	Conduites en série	79
b)	Conduites en parallèles	80
c)	Conduite issue d'un réservoir	81
5.4.3	Exemple d'application 1	82
5.4.4	Exemple d'application 2	82
5.5	Calcul d'une adduction par refoulement	83
5.5.1.	Calcul du diamètre économique	84
5.5.1.1	Utilisation des relations empiriques (relations directes)	84
5.5.1.2.	Etude économique	85
a)	Frais d'amortissement	86
b)	Frais d'exploitation	87
5.5.2.	Exemple d'application	87

SOMMAIRE

5.6	Protection des conduites contre le coup de Bélier	89
a)	Coup de Bélier dans une adduction gravitaire (Cas : Après une fermeture rapide de la vanne)	91
b)	Coup de Bélier dans une adduction de refoulement (Cas : Après un démarrage d'une pompe)	91
5.7	Les anti-béliers	93
5.7.1.	Réservoirs à air	93
5.7.2.	Exemple d'application	91
5.7.3.	Les cheminées d'équilibre	98
5.7.4.	Les volants d'inertie.	99
5.7.5.	Evacuation des poches d'air	99
5.8	Conclusion	100
	Références bibliographiques	101

Liste des Figures

Figure 1.1 : Composantes d'un système l'alimentation en eau potable d'une agglomération	03
Figure 1.2 : Répartition des eaux dans le globe	04
Figure 1.3 : Types des réseaux de distribution	06
Figure 2.1. Evolution temporelle d'une population	11
Figure 2.2. Evolution de la population mondiale	11
Figure 2.3. Evolution de la population en fonction des réserves mondiales en matières brutes	12
Figure 2.4 : Histogramme des consommations.	16
Figure 2.6 : Graphique de la consommation	22
Figure 3.1 : Distribution gravitaire.	26
Figure 3.2: Distribution étagée	27
Figure 3.3 : Réservoir d'équilibre	27
Figure 3.4: Réservoirs d'équilibre.	28
Figure 3.5 : Répartition des réserves d'eau dans un réservoir	31
Figure 3.6 : Formes et types de Réservoirs	32
Figure 3.7 : Arrivée d'eau	38
Figure 3.8 : Départ de la distribution.	39
Figure 3.9 : Trop plein et vidange	40
Figure 3.10 :by-pass	41
Figure 3.11 : Matérialisation de la réserve d'incendie.	42
Figure 4.1 : Entartage par dépôt de calcaire.	47
Figure 4.2 : Schéma descriptif d'un système d'AEP	48
Figure 4.3 : Réseau de distribution	48
Figure 4.5 : Conduites dans un réseau de distribution	50
Figure 4.6 : Pièces spéciales.	54
Figure 4.7 : Schéma d'un réseau maillé.	64
Figure 4.8 : Représentation d'une maille	65
Figure 4.9 : Maille	66
Figure 5.1 : Adduction gravitaire	74
Figure 5.2 : Adduction par refoulement : (source un forage)	74
Figure 5.3 : Adduction par refoulement (Source un champ captant)	75

Liste des figures et tableaux

Figure 5.4 : Théorème de Bernoulli entre deux sections	76
Figure 5.5 : Diagramme de Moody-Stanton (1944)	78
Figure 5.6 : Courbe caractéristique d'une conduite	79
Figure 5.7 : Assemblage des conduites en série	80
Figure 5.8 : Courbes caractéristique d'une conduite équivalente de deux conduites en série.	80
Figure 5.9 : Assemblage des conduites en parallèle	81
Figure 5.10 : Conduite issue d'un réservoir	81
Figure 5.11 : Adduction par refoulement	84
Figure 5.12 : Diamètre économique calculé suite à un compromis entre les frais d'amortissements et les frais d'exploitations	86
Figure 5.13 : Joint de dilatation détruit par un coup de bélier	90
Figure 5.14 : Conduite de distribution principale	91
Figure 5.15: Cas d'une conduite de refoulement	92
Figure 5.16 : Profil particulier 1	92
Figure 5.17 : Profil particulier 2	93
Figure 5.18 : Phases de fonctionnement d'un réservoir à air	94
Figure 5.19 : Abaque de A.Vibert d'après Dupont Tome 2, 1979	95
Figure 5.20 : Anti-béliers (cheminée d'équilibre)	98
Figure 5.21 : Photo d'une cheminée d'équilibre	99
Figure 5.22 : volant d'inertie	99
Figure 5.23 : Ventouse	100

Liste de tableaux

Tableau 1.1: Répartition des eaux est à l'échelle continentale	5
Tableau 2.1 : Dotation	13
Tableau 2.2 : Besoins des équipements	13
Tableau 2.3 : Répartition de la consommation à domicile	14
Tableau 2.4 : Dotations recommandées en Algérie	15
Tableau 2.5 : Valeur du coefficient β	18
Tableau 3.1: Valeurs des coefficients horaires Ch.	29
Tableau 3.2: Valeurs des débits d'incendie (Tableau sans source).	30
Tableau 3.3 : Valeurs de H	34
Tableau 3.4 : valeurs de μ	39
Tableau 3.5 : Calcul du volume utile.	43
Tableau 3.6 : Volume utile	44
Tableau 3.7 : Calcul du volume utile	45
Tableau 4.1 : Tableau comparatif	51
Tableau 4.2 : Gammes de diamètres pour les conduites (PVC-PEHD et Amiante Ciment CL20	52
Tableau 4.3 : Valeur du coefficient de Hazen-Williams CHW	59
Tableau 4.4 : Tableau de calcul hydraulique (cas d'un réseau ramifié)	60
Tableau 4.5 : Valeurs des débits des tronçons	61
Tableau 4.6 : Valeurs des débits en route	62
Tableau 4.7 : Tableau de calcul hydraulique du réseau : Cas de fonctionnement normal	62
Tableau 4.8 : Débits en route Q_r (l/s).	63
Tableau 4.9 : Tableau de calcul hydraulique : Cas d'incendie	64
Tableau 5.1: Valeurs de A proposées par Carré 1973	84
Tableau 5.2 : Calcul des frais d'amortissements.	88
Tableau 5.3 : Calcul des frais d'exploitation pour : $H_g= 90$ m, $\eta = 70\%$, $e= 3DA/Kw$	89
Tableau 5.4 : Cout total pour chaque diamètre ($C_t=Fa+Fe$).	89

**Programme officiel de la Troisième année hydraulique (Filière nationale) et
Troisième année hydraulique (ST)**

Semestre: 5

Unité d'enseignement : UEF 3.2.1

Matière 2: Alimentation en eau potable

VHS: 45h00 (Cours: 1h30, TD: 1h30)

Crédits: 4 Coefficient: 2

Objectifs de l'enseignement:

L'étudiant saura les principes de dimensionnement et la conception des réseaux de distribution de l'eau potable.

Connaissances préalables recommandées: Hydraulique générale.

Contenu de la matière:

Chapitre 1. Généralités

Chapitre 2. Schéma général de distribution d'eau

Chapitre 3. Les besoins en eau

Chapitre 4. Adduction des eaux

Chapitre 5. Les réservoirs

Chapitre 6. Les réseaux d'AEP Systèmes de distribution des eaux

Avant-propos

Ce polycopié de cours, intitulé : Réseaux d'alimentation en eau potable répond au programme officiel du Ministère Algérien de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique est destiné aux étudiants de la troisième année LMD, option hydraulique et ceux de la filière nationale en hydraulique du domaine Sciences et Techniques des universités et écoles d'ingénieurs Algériennes.

L'objectif attendu de ce module est de fournir les bases nécessaires à la conception et le calcul des différents éléments qui constituent un système d'alimentation en eau potable.

Le polycopié traite cinq principaux chapitres conformément au programme officiel et qui sont :

Un premier chapitre consacré à des généralités sur les réseaux de distribution

Un deuxième se référant à l'étude des besoins en eau dans une agglomération urbaine.

Un troisième chapitre réservé aux ouvrages de stockage (les réservoirs).

Un quatrième chapitre où sont bien exposés les réseaux de distribution (ramifiés, maillés), conception et calcul, le type et la nature des conduites utilisées, les pièces spéciales les plus connues pour raccorder les différentes conduites.

L'adduction des eaux de la source aux réservoirs est traitée dans le dernier cinquième avec un dimensionnement d'un anti-bélier.

Des exemples d'application sont exposés dans chaque chapitre pour mieux comprendre l'utilisation des formules et les méthodes de dimensionnement des différents organes composant un système de distribution.

J'espère bien que le contenu de ce travail pédagogique sera d'aide utile et précieuse pour nos étudiants.

Pour toute correction ou suggestion, veuillez s'il vous plait me contacter sur mon e-mail : a.bedjaoui@univ-biskra.dz

Chapitre 1. Généralité sur l'alimentation en eau potable d'une ville

1.1. Introduction

L'alimentation en eau potable d'une agglomération implique la gestion et le transport de l'eau depuis les sources jusqu'aux consommateurs. Ce processus implique plusieurs étapes et infrastructures, notamment les captages d'eau, les réseaux de distribution et les châteaux d'eau. Voici quelques éléments généraux sur l'alimentation en eau potable d'une agglomération urbaine:

Captages d'eau: Les captages d'eau sont des ouvrages qui permettent de prélever l'eau dans les milieux naturels, soit par une prise d'eau (pompage en rivière), soit par un forage dans les eaux souterraines. Les captages destinés à la production d'eau potable sont d'accès restreint pour protéger les sources d'eau contre toute contamination.

Réseaux de distribution: Les réseaux de distribution d'eau potable sont constitués de canalisations souterraines qui relient les points de stockage et les usagers. En France, le réseau de distribution d'eau potable est évalué à 875 000 kilomètres de conduites et en Algérie 100268 km.

Châteaux d'eau et réservoirs: Les châteaux d'eau et les réservoirs maintiennent la pression dans le réseau de distribution et assurent un débit suffisant au robinet. Les réservoirs d'eau stockent plusieurs heures de consommation, permettant de s'adapter aux pics d'utilisation d'eau potable.

Qualité de l'eau: La qualité de l'eau potable est soumise à des limites et des références strictes pour garantir la santé publique. Les eaux brutes destinées à la potabilisation sont traitées pour éliminer les impuretés et les microorganismes nocifs.

Gestion des crises: Les réseaux d'eau potable sont également en charge de la gestion des crises liées à l'approvisionnement en eau, comme les sinistres ou les problèmes techniques.

Distribution et partage de l'eau: Dans certaines villes, l'alimentation en eau potable est assurée par plusieurs sources, comme le réseau public d'approvisionnement en eau, les sources (forages ou captages) et les réserves d'eau souterraine.

En général l'alimentation en eau potable d'une agglomération quelconque comporte les éléments suivants (Figure 1.1):

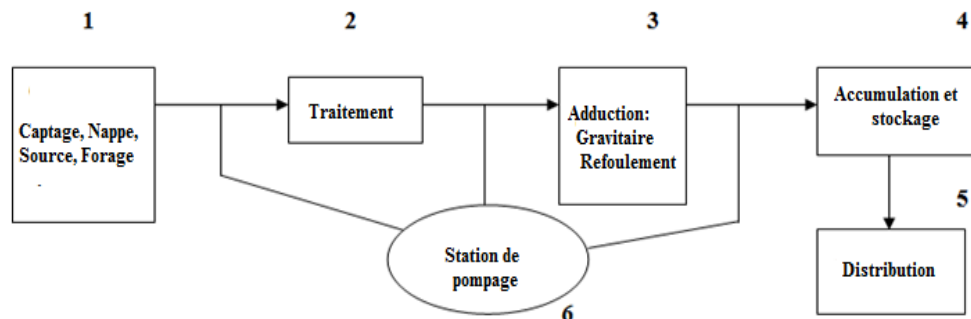


Figure 1.1 : Composantes d'un système l'alimentation en eau potable d'une agglomération

1.1.1. 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.

La source d'eau à exploiter peut être une eau de rivière (une eau généralement douce, avec une salinité inférieure à 1 g/l), un barrage (une eau généralement douce), une nappe souterraine (une eau douce, ou une eau saumâtre dont la salinité est parfois entre 2 à 7 g/l) ou l'eau de mer (eau très salée avec une concentration qui peut atteindre 35 g/l).

L'eau souterraine (nappe), généralement une eau douce ne nécessite pas de traitement.

L'eau de surface (rivières ou barrages), par contre, nécessite un traitement physico-chimique pour la rendre potable.

L'eau saumâtre (nappe salée ou l'eau de mer) nécessite un traitement spécifique (dessalement) pour ramener la salinité à moins de 1 g/l.

1.1.2. 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.

1.1.3. 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.

Il existe deux types d'adduction :

L'adduction gravitaire, où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du **château d'eau** ;

L'adduction par refoulement où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

1.1.4. 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, parfois l'utilisation de pompe est nécessaire pour résoudre le problème de dénivelées.

1.2. Répartition des eaux

Nous pouvons concevoir la répartition des eaux sur la terre selon différents points de vue :

Une répartition **quantitative** et **qualitative** des eaux à l'échelle du globe, et par rapport aux différentes composantes du cycle hydrologique.

Une répartition **spatiale** du bilan de l'eau sur les continents et à l'échelle d'une zone géographique. La figure 1.2 représente la répartition des eaux dans le globe.

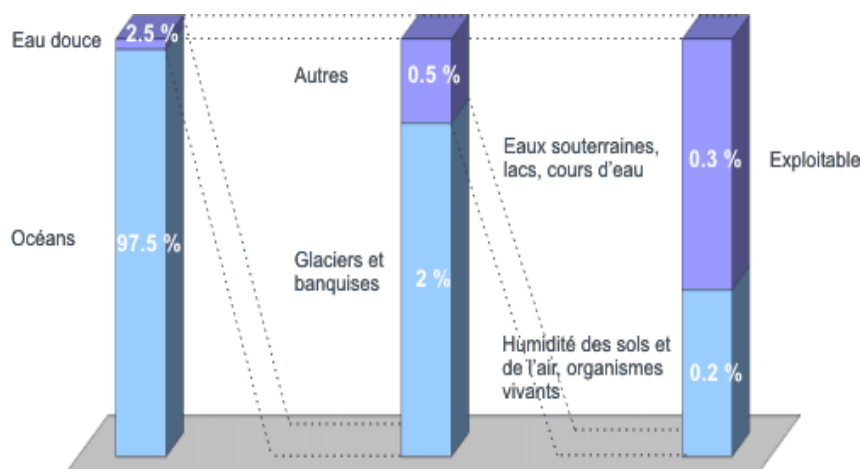


Figure 1.2 représente la répartition des eaux dans le globe

- La réserve d'eau douce de 2,5% loin d'être entièrement exploitable.
- Les océans occupent en effet une superficie à peu près égale à 70% de la surface du globe et représentent 97% de la masse totale d'eau dans la biosphère.
- Les 4/5 de l'eau douce (2%) sont mobilisés par les glaciers et les banquises des pôles. soit un volume d'environ $36 \cdot 10^6 \text{ km}^3$.
- Le solde (0.5%) est constitué par les eaux souterraines, les lacs et les fleuves (0.3%), l'humidité des sols, de l'air et les organismes vivants (0.2%) (Plantes et animaux).
- A l'échelle continentale, les principaux éléments de la répartition des eaux sont donnés par.
- Le pourcentage des précipitations qui ruisselle est plus important dans l'hémisphère Nord (~40%) que dans l'hémisphère sud (Australie : ~35%, Afrique : ~20% et Amérique du sud : ~10%).

Le tableau 1.1 regroupe une répartition des eaux est à l'échelle continentale

Tableau 1.1: Répartition des eaux est à l'échelle continentale

Continents	Précipitations mm	Evaporation mm	Ruissellement mm
Europe	790	507	283
Afrique	740	587	153
Asie	740	416	324
Amérique du Nord	756	418	339
Amérique du Sud	1600	910	685
Australie et Océanie	791	511	280
Antarctique	165	0	165
Moyenne pour tous les continents	800	485	315

1.3. Types de réseaux de distribution de l'eau potable

On distingue deux types de réseaux d'AEP :

1.3.1. Réseau ramifié

C'est le système le plus ancien, l'écoulement des eaux s'effectue dans le même sens, c'est à dire pas d'alimentation en retour des canalisations ; **c'est un système économique** mais il présente un grand **inconvenient en matière de sécurité** et de souplesse lorsqu'un arrêt se produit en un point ; il nous oblige d'isoler toute ou une partie d'un réseau située en aval, il a comme avantage, la facilité de réalisation et de calcul (Figure 1.3).

1.3.2. 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.

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

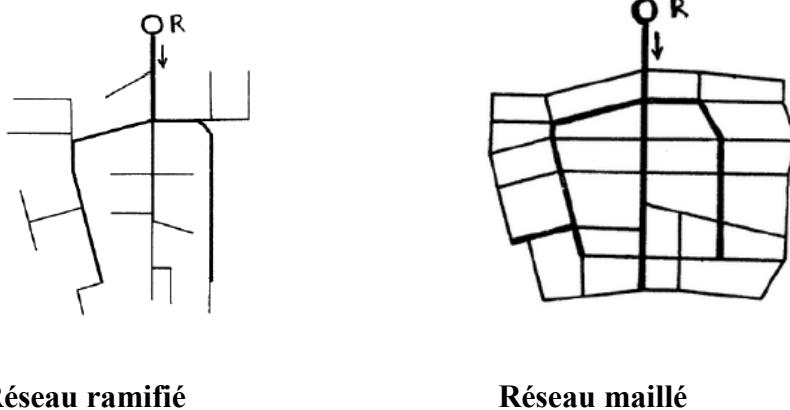


Figure 1.3 : Types des réseaux de distribution

1.4. Conclusion

L'alimentation en eau potable d'une ville implique la gestion et le transport de l'eau depuis les sources jusqu'aux consommateurs, en passant par des étapes de traitement et de distribution dans des réseaux de distribution d'eau potable. Cette gestion est soumise à des normes strictes pour garantir la santé publique et est souvent impliquée dans la gestion des crises liées à l'approvisionnement en eau.

L'eau potable est une eau douce et propre à la consommation humaine, sans risque pour la santé. Elle peut être utilisée à des fins domestiques et industrielles. L'eau potable est soumise à des normes strictes en matière de qualité, et elle doit répondre à des critères de potabilité définis par le Ministère de la Santé. Ces critères concernent notamment les paramètres physico-chimiques, les substances indésirables, les substances toxiques et les microbiologiques.

L'eau potable peut être distribuée sous différentes formes, telles que l'eau en bouteille (eau minérale ou eau de source, eau plate ou eau gazeuse), l'eau courante (eau du robinet) ou l'eau dans des citernes pour un usage industriel. Dans tous les cas, l'eau potable doit être traitée et purifiée pour éliminer les impuretés et garantir sa qualité.

Dans la plupart des pays développés, l'eau fournie aux ménages, au commerce et à l'industrie se conforme aux normes de potabilité de l'eau. Cependant, il est important de noter que l'accès à l'eau potable propre et de qualité est un droit fondamental pour tous, et 13% de la population mondiale, soit 884 millions d'êtres humains, en sont toujours privés.

Les réseaux de distribution sont de deux types (ramifiés ou maillés et parfois mixtes).

L'adduction peut s'assurer en écoulement gravitaire ou par refoulement (en charge) où une étude technico-économique est nécessaire pour déterminer le diamètre économique

Chapitre 2. Etude des besoins en eau

2.1 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...

La demande en eau est conditionnée par :

- 1- Le nombre de la population et importance de la ville
- 2- Les traditions;
- 3- Les saisons ;
- 4- Abondance des ressources en eau ;
- 5- Niveau de vie ;

2.2. Estimation des populations à desservir

Chaque ouvrage en hydraulique présente une durée de vie (réseaux de distribution, réseaux d'assainissement, barrages etc...). Le concepteur doit donc prévoir dès le stade de l'étude cette durée. Généralement l'évaluation de la population à desservir se fait pour divers horizons (court, moyen et long terme) en fonction de l'importance du projet à projeter.

L'estimation à court terme : 1 à 10 ans

L'estimation à long terme : 10 à 20 ans

L'estimation à long terme : 20 à 30 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.

2.2.1 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.

2.2.2 Progression arithmétique

Ce genre de progression est affecté pour les populations vieilles où le rapport entre l'accroissement de population et l'accroissement de temps est constant.

$$\frac{dP}{dt} = \frac{(P_2 - P_1)}{(t_2 - t_1)} \quad (2.1)$$

$$P_n = P_2 + K_a(t_n - t_2) \quad (2.2)$$

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.

2.2.3 Progression géométrique

Le taux d'accroissement est proportionnel à la population.

$$\frac{dP}{dt} = K_g \cdot P \quad (2.3)$$

$$K_g = \frac{\ln(P_2) - \ln(P_1)}{t_2 - t_1} \quad (2.4)$$

$$P_n = P_2 e^{K_g(t_n - t_2)} \quad (2.5)$$

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 :

$$P_n = P_1(1 + r)^n \quad (2.6)$$

Où :

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

r : Taux de croissance ;

P_1 : Population au temps t_1

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

2.2.4 Accroissement à taux décroissant

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

$$\frac{dP}{dt} = K(P_s - P) \quad (2.7)$$

$$K = \frac{-\ln\left(\frac{P_s - P_2}{P_s - P_1}\right)}{t_2 - t_1} \quad (2.8)$$

$$P_n = P_2 + (P_s - P_2)[1 - e^{-k(t_n - t_2)}] \quad (2.9)$$

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.

La figure 2.1 montre l'allure générale d'une courbe d'évaluation temporelle d'une population.

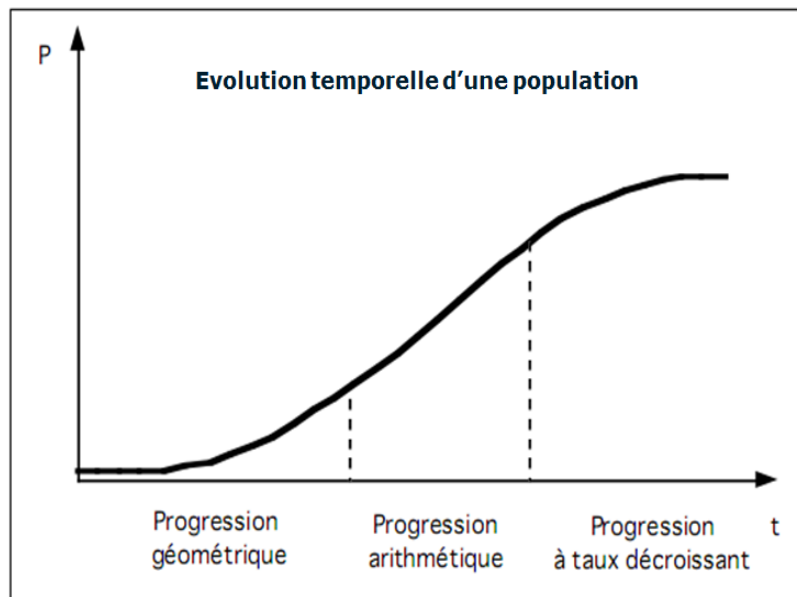


Figure 2.1. Evolution temporelle d'une population

Un examen de la population mondiale depuis 1000 ans montre avec évidence qu'elle suit une progression géométrique (Figure.2.2).

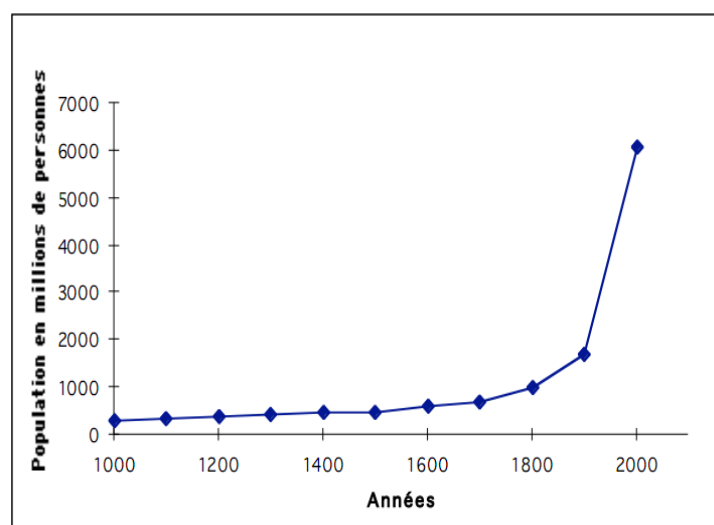


Figure 2.2. Evolution de la population mondiale

La figure 2.3 montre l'évolution de la population en fonction des réserves mondiales en matière de matériaux

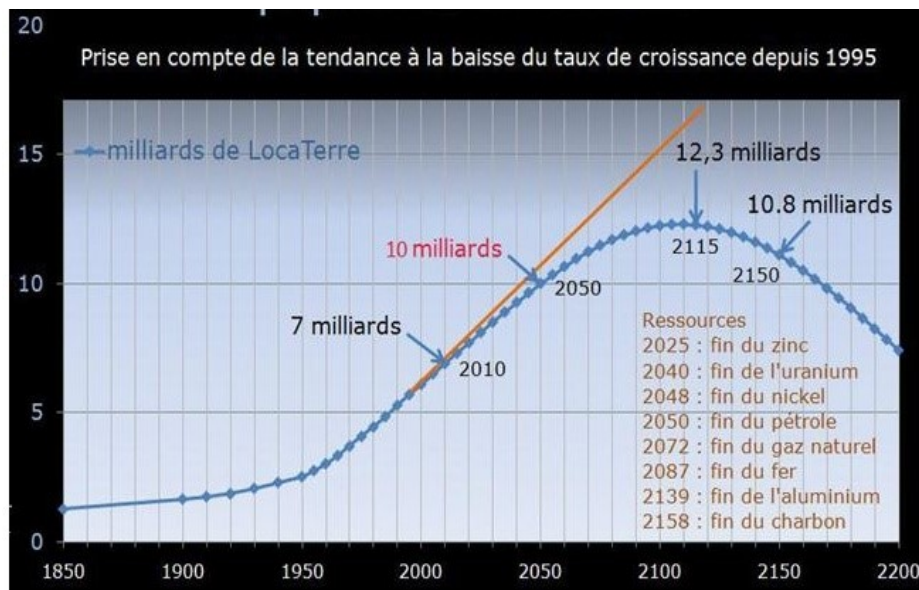


Figure 2.3. Evolution de la population en fonction des réserves mondiales en matières brutes

2.3 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.

2.3.1 Types de besoins en eau

➤ Besoins 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., voir tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Dotation

Taille de la population	Dotation (l/J/hab)
plus de 100000 habitants	120 à 200
Pour une ville de 20 000 à 100000 habitants: de	100 à 140
Ville moyenne (de 5 000 à 20000 habitants)	de 80 à 120
Pour une zone rurale (moins que 5 000 habitants)	60 à 80
Pour les bornes fontaines:	20 à 50

Citons à ce propos, la norme de l'organisation mondiale de la santé (l'OMS). Qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/J/personne.

➤ **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 (voir tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Besoins des équipements

Nature de l'équipement	Besoins
Hôpitaux :	300 à 600 l/jour/lit.
Besoins touristiques (Hôtels)	400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
Pour les administrations :	100 à 200 l/jour/employé.
Pour les écoles primaires :	10 à 20 l/jour/élève.
Pour les lycées	20 à 30 l/jour/élève
Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins:	3 à 5 l/jour/m ² .
Pour les facultés et foyers universitaires :	100 à 200 l/jour/étudiant.
Mosquée :	50 l/j/ fidèle
Bain-douche :	100 l/j/poste
Abattoir :	500 l/ j/tête

Le tableau 2.3 renferme la répartition de la consommation spécifique de 100 l d'eau à domicile (1977) :

Tableau 2. 3 : Répartition de la consommation à domicile

Besoins	Quantité (l)
Toilettes	25
Bains et hygiène	30
Lessive	15
Vaisselle	10
Boisson et cuisson	5
Arrosage et lavage de la voiture , etc....	15
Total	100

➤ **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 litres / 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.

Il est à noter que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

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.

➤ **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_{maxj}), alors qu'il y a un ou plusieurs incendies. Durant l'heure de consommation maximale (Q_h) max, le volume d'incendie de 120 m³ est recommandé et qui représente un volume adéquat pour l'extinction d'un feu moyen qui dure une durée de deux heures .

$$V_{inc} = q_{inc} \cdot t \quad (2.10)$$

V_{inc} : Volume d'incendie (120 m³)

t : Durée d'extinction d'un feu moyen (t=2h)

q_{inc} ; Débit d'incendie (17 l/s)

Le tableau 2.4 résume les principales valeurs des dotations recommandées en cas de l'Algérie.

Tableau 2. 4 : Dotations recommandées en Algérie

(d) Dotation	Equipements	Nature du besoin
100 l/j/élève	Ecoles primaires, CEM sans internat	Scolaire
120 l/j/élève	Crèches, Ecoles, CEM, Lycées, Universités (internats)	
10 l/j/m ²	Maisons de culture, Cinémas, Maisons de jeunes, stades	culturel
5-10 l/j/m ²	Sièges d'administrations (mairies, PTT, Gendarmerie, Police, Protection civile, Tribunes etc....)	Administratif
10 l/j/m ²	Salles de soins, AMG, Pharmacies, Polycliniques	Sanitaire
(300-400) l/j/Lit 500 l/j/lit	Hôpitaux Maternités	
125 -200 l/j/lit	Hôtels	commercial

5 l/j/m ²	Nettoyage des marchés	
150 -200 l/j/poste	Hammams	
100 l/j/Comp	Campings	
50 l/j/poste	Douches	
20 l/j/ Nageur	Piscines	
1200 l/j/ Voiture	Stations de lavage	
500 l/j/tête	Abattoirs	
1200 l/j/U	Boulangeries	
1500 l/j/U	Cafétérias	
12 l/j/ repas	Restaurants	
50 l/j/Fid	Mosquées	Mosquées

2.4 Etude de la variation des débits consommés

La demande en eau soumise à des variations annuelles, saisonnières, mensuelles, journalières et mêmes horaires, d'où il y a un grand intérêt à étudier cette variation pour un bon dimensionnement du système de distribution et sa gestion, (voir figure 2.4)

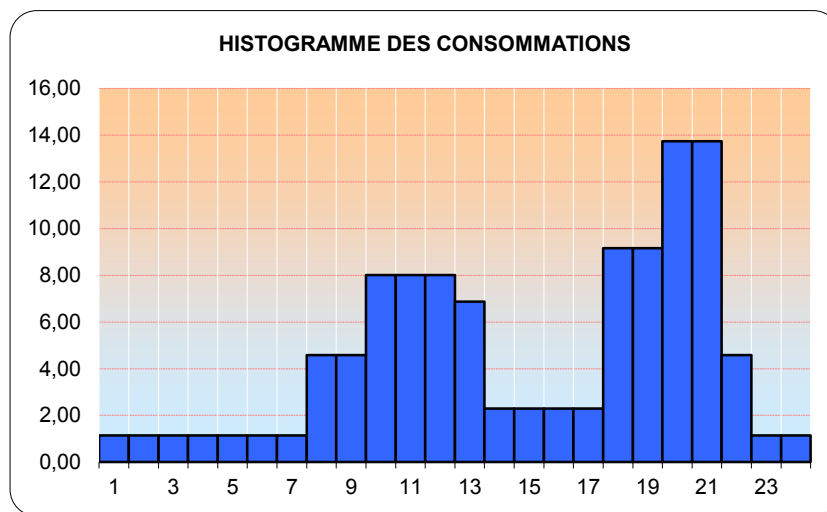


Figure 2.4 : Histogramme des consommations.

2.4.1 Consommation totale moyenne:

La consommation journalière moyenne totale (Q_{moyj}) pour une agglomération est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = P_f \cdot d \quad ; \quad (l/s) \tag{2.11}$$

$$Q_{moyj} = P_f \cdot \frac{d}{10000} \quad ; \quad (m^3/J) \tag{2.12}$$

Avec P_f et d sont respectivement le nombre d'habitants à un horizon considéré et la

dotation consommation journalière moyenne par habitant (l/j/hab).

2.4.2 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 les jours fériés et les week-ends (Vendredi, Eid etc....) et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale le matin et 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 :

$$K_j = \frac{\text{Consommation journalière max}}{\text{Consommation journalière moy}} = \frac{Q_{maxJ}}{Q_{moyJ}} \quad (2.13)$$

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 1,1 à 1,3, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération (par exemple, pour une zone touristique, K_j est proche de 1,1).

2.4.3 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), de la journée. On définit aussi un coefficient de pointe horaire K_h ou K_p :

On définit la consommation à l'heure de pointe comme étant la plus grande quantité d'eau exigée par les consommateurs à l'heure de pointe ou bien c'est le plus grand besoin exigé à une heure quelconque de la journée.

$$K_h = K_p = \frac{\text{Consommation horaire maximale}}{\text{Consommation horaire moyenne}} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \quad (2.14)$$

Où :

K_h : coefficient d'irrégularité de la consommation horaire $K_h = \alpha \cdot \beta$

$$K_h = \alpha \cdot \beta \quad (2.15)$$

α : Coefficient qui tient compte du confort des bâtiments et varie de 1.2 à 1.4.

β : Est un coefficient qui tient compte du nombre d'habitants est donné par le tableau 2.5

Tableau 2.5 : Valeur du coefficient β

P	100.000	50.000	6000	4000	2500	1500	1000	500
β	1,1	1,15	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,5

La corrélation entre la population et β peut s'écrire sous la forme :

$$\beta = 5,2359 P^{-0,142}$$

$$R^2 = 0,92$$

❖ Consommation horaire minimale de l'année $Q_{\text{Min h}}$:

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

$$Q_{\text{min.h}} = K_{\text{min.h}} \cdot Q_{\text{moy.h}} \quad (2.16)$$

Avec :

$$K_{\text{min.h}} = 0.4 \text{ à } 0.8$$

➤ 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.

- **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) :

$$V_{tot} = K \cdot 365 \cdot Q_{moy.J} \quad \text{en m}^3/\text{an} \quad (2.17)$$

✓ **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 $Q_{max,j}$

$$Q_{max,j} = K \cdot K_j \cdot Q_{moy,j} \quad ; \text{ en l/s} \quad (2.18)$$

$Q_{max,j}$ s'exprime autrement en fonction du taux de perte K qui varie de (20 à 50) %

$$Q_{maxJ} = K_j Q_{moyjmaj} \quad (2.19)$$

✓ **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** $Q_{max,h} = Q_p$:

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moyj.maj} \quad ; \text{ (l/s)} \quad (2.20)$$

K_p : Coefficient de pointe qui s'exprime par :

$$K_p = K_h \cdot K_j \quad \text{avec : } K_h = \alpha \cdot \beta \quad (2.21)$$

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moymaj}}} \quad (2.22)$$

$$K_p = 2,6 - 0,4 \log \frac{P}{1000} \quad (2.23)$$

$$K_p = 1,8 + \frac{13,7}{\sqrt{n}} + \frac{34,5}{n} \quad (2.24)$$

Dans les quelles :

$Q_{moy,j,maj}$: Débit moyen journalier majoré

P : Population desserrée ;

n : Nombre de logements ;

K_h : Coefficient de variation horaire ;

K_j : Coefficient de variation journalière.

2.5 Exemple d'Application 1

Estimez les besoins en eaux à l'horizon 2053 d'une agglomération de 10000 habitants (2022) avec un taux d'accroissement de la population de 1,6% sachant que le PDAU prévoit les équipements suivants :

N°	Désignations des équipements	Surface/Nb d'occupants	Dotation l/j/....
01	Deux écoles primaires	400 élèves	100 l/J ele
02	CEM	300 élèves	100 l/J ele
03	Boulangerie	03	1200 l/J/U
04	Mosquée	500 Fideles	50 l/J/Fid
05	Siege APC	200 m ²	10 l/J/m ²
06	Siege gendarmerie	200 m ²	10 l/J/m ²
07	Espace vert	1000 m ²	6 l/J/m ²
08	Station de lavage	50 voitures	1500 l/J/Voiture

Cette agglomération sera dotée d'un forge débitant 30 l/s.

Étudiez la variation des débits (Moyen journalier, Moyen journalier majoré, Max journalier et le débit de pointe).

Vérifiez le temps de pompage en proposant un système d'adduction convenable.

Solution

1- Etude des besoins en eau

a) besoins domestiques

- Estimation de la population future

$$P_{2053} = P_a(1+\tau)^n = 10000 \cdot (1+0,016)^{30} = 16099 \text{ habitants}$$

- Evaluation de la consommation moyenne journalière

$$C_{moyj} = P_{2053} \cdot d / 1000 = 2414,85 \text{ m}^3/\text{J}$$

b) Etude des besoins des équipements

N°	Désignations des équipements	Surface/Nb d'occupants	Dotation l/j/....	Besoins (m ³ /J)
1	Deux écoles primaires	400 élèves	100 l/J ele	40,0
2	CEM	300 élèves	100 l/J ele	30,0
3	Boulangerie	3	1200 l/J/U	3,6
4	Mosquée	500 Fideles	50 l/J/Fid	25,0
5	Siege APC	200 m ²	10 l/J/m ²	2,0
6	Siege AMG	100 m ²	5 l/J/m ²	1,0
7	Espace vert	1000 m ²	6 l/J/m ²	6,0
8	Station de lavage	50 voitures	1500 l/J/Voiture	75,0
Total besoins des équipements				182,6

Les besoins totaux des équipements sont estimés à 534,6 m³/J

Les besoins moyens totaux de l'agglomération sont :

$$C_{\text{moyj}} = C_{\text{moyj.population}} + C_{\text{moyj.equi}} = 2514,85 + 182,6 = 2597,45 \text{ m}^3/\text{J}$$

- Evaluation de la consommation moyenne journalière majorée

$$C_{\text{moyj.maj}} = C_{\text{moyj.}} + \alpha C_{\text{moyj.}} = 2\,958,45 + 1,3 \cdot 2\,597,45 = 3376,69 \text{ m}^3/\text{J}$$

2 -Etude de la variation des débits

- Débit moyen journalier : $Q_{\text{moyj}} = C_{\text{moyj}} \text{ (l/s)} = 30/\text{S}$

- Débit moyen journalier majoré : $Q_{\text{moyj.maj}} = C_{\text{moyj.maj}} \text{ (l/s)} = 39 \text{ l/S}$

- Débit max journalier : $Q_{\text{maxj}} = C_{\text{maxj}} \text{ (l/s)} = 47 \text{ l/s}$

- Débit de pointe : $Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moyj.maj}}$

Avec :

$$K_{p1} = 2,6 - 0,4 \log(P2053/1000) = 2,12$$

$$K_{p2} = 1,5 + 2,5/Q_{\text{moyj.maj}}^{0,5} = 1,9$$

$$K_{p3} = K_h \cdot K_j = a \cdot b \cdot K_j = 1,2 \cdot 1,32 \cdot 1,2 = 2,06$$

$$K_{p \text{ moy}} = 2,03 \text{ et } Q_p = 79,2 \text{ l/S}$$

Comme $Q_f = 30 \text{ l/s} < Q_{\text{maxj}} = 47 \text{ l/s}$ on observe un déficit en eau de 17 l/s qu'il faut combler.

2.6. Exemple d'Application 2

Le graphique de la consommation en eau d'une population est représenté par la figure 2.6 II

est demandé de :

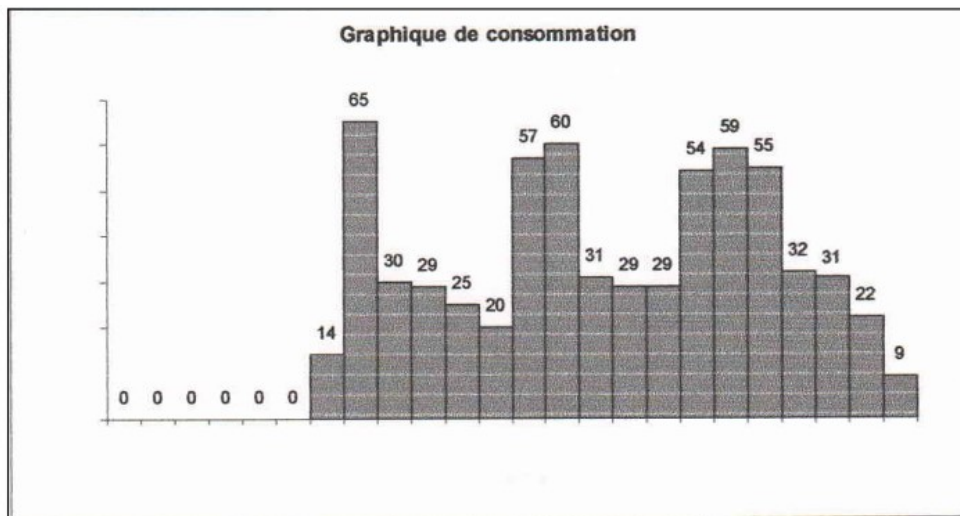


Figure 2.6 : Graphique de la consommation

- 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 $Q_{maxh} = 65 \text{ l/s}$

Le débit moyen horaire $Q_{moyh} = 651/24 = 27.12 \text{ l/s}$

Le débit moyen journalier $Q_{moyj} = 651 \text{ l/j}$

Le coefficient de pointe instantané $K_p = Q_p/Q_{moyh} = 0,02.3600/27,12 = 2,65$

2.7. Conclusion

1- Le calcul du débit maximum journalier a pour objectifs de :

- Choisir le système d'adduction (Diamètre de la conduite de refoulement, le temps de pompage)
 - La vérification des ressources disponibles et les besoins à satisfaire

- Le dimensionnement du réservoir

2- Le débit de pointe est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution

- Le débit maximum journalier représente la plus forte demande exigée dans un jour de l'année,

- Le débit de pointe représente la plus grande quantité d'eau exigée par les consommateurs à l'heure de pointe ou bien c'est le plus grand besoin exigé à une heure quelconque de la journée

Chapitre 3. Les Ouvrages de stockage

3.1. Introduction

Un réservoir est un ouvrage pour stocker l'eau et le distribuer aux consommateurs il relie l'adduction au réseau de distribution tout en assurant une pression allant de (1 à 4) bars

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de refoulement d'eau (qui est généralement constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (qui est variable en fonction des heures de la journée).

3.2. Définition d'un réservoir

Un réservoir est un enveloppe contenant un liquide, ce liquide est généralement de l'eau, soit potable. Parmi les liquides autres que l'eau les plus souvent le lit et les hydrocarbures.

Les réservoirs peuvent être construits découverts ou au contraire munis d'une coupole ou en dalle plate. Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés de plusieurs cellules. La forme en plan peut être quelconque. Cependant la plupart du temps les petits réservoirs se font carrés ou rectangulaires, mais la forme circulaires et moins coûteuse.

3.3. Rôle du Réservoir

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

- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération.
- Permettre une marche plus uniforme des pompes.
- D'assurer aux heures de pointes les débits maximaux demandés.
- Régulariser les pressions dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et la préserver contre les fortes variations de température.

- 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,...)

3.4. Classification des réservoirs

Pa rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent être groupés en deux types :

- Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution d'eau)
- Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution)

D'après la nature des matériaux, on distingue:

- Les réservoirs en masonries.
- Les réservoirs en bétons armé, ordinaire ou précontraint.

Les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol, ils peuvent être:

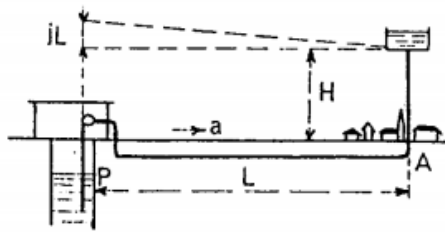
- Enterrés.
- Semi enterrés.
- Surélevés sur tours (châteaux d'eau).

3.5. Emplacement du réservoir

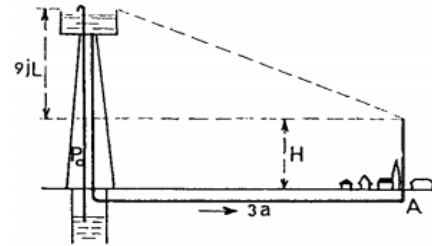
Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge 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 élevé (d'où une énergie de pompage plus grande).

Distribution gravitaire

La distribution est gravitaire quand le réservoir se trouve à un niveau par rapport à l'agglomération sera suffisamment élevé.



Réervoir en ville



Réervoir sur captage

Figure 3.1 : Distribution gravitaire.

Distribution étagée

Quand la ville présente des différences de niveau importantes On peut adopter une distribution étagée (voir exemple ci-dessous)

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, ils permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

Exemple

La figure 2, illustre une alimentation étagée entre les cotes (30.00 m) et (90.00 m), le réservoir **R1** est prévu pour alimenter la zone comprise entre (30.00) et (50.00) m d'altitude . **R1** sera implanté à la cote 70.00 m et la pression au sol variera donc de $70 - 30 = 40$ m colonne d'eau à $70 - 50 = 20$ m d'eau. En plus, le réservoir **R2** placé à la cote 90 alimentera la zone comprise entre 50m et 70 m.

Ces réservoirs pourront être alimentés, soit par une station commune, soit par des sources différentes. Ils pourront également être reliés entre eux pour se porter secours éventuellement.

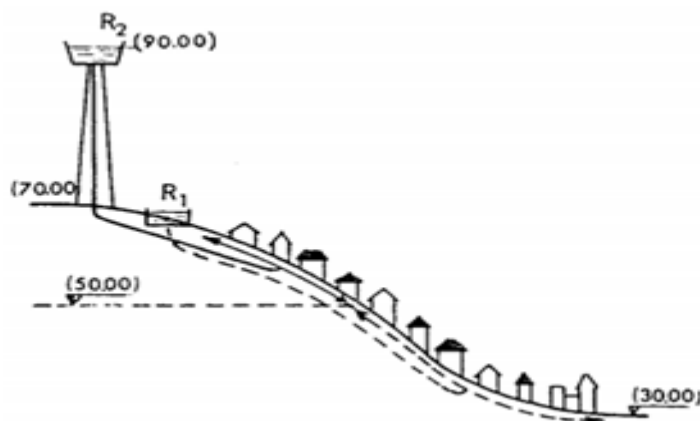


Figure 3.2: Distribution étagée

Réservoir d'équilibre supplémentaire

Dans l'hypothèse où une agglomération s'étend dans une direction donnée, le réservoir unique peut devenir insuffisant et ne donner, en extrémité de réseau, que des pressions trop faibles aux heures de pointe. On a recours alors à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, en liaison avec le réservoir principal, et qui se remplissent au moment des faibles consommations, c'est-à-dire la nuit principalement, et, partiellement, pendant le jour.

La conduite de liaison, de par son diamètre et sa pente hydraulique, conditionne le débit qui va alimenter le deuxième réservoir (II). Ce débit doit être suffisant pour que (II) soit plein au début de la matinée figure 3.3.

Il faut que la pression au point B soit au moins égale à la pression minimale à satisfaire entre les deux réservoirs.

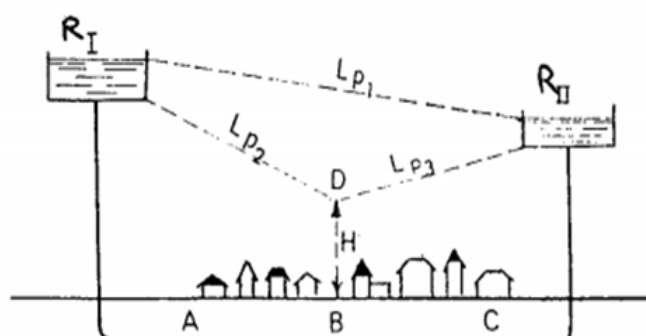


Figure 3.3 : Réservoir d'équilibre

Dans quelques cas, on peut adopter, en même temps, les deux types de réservoirs : (semi enterré et réservoir surélevé ou bien château d'eau). Le réservoir semi-enterré est alimenté par la station de traitement, avec ou sans pompage, avec un débit constant Q_{mh} . Le château d'eau, situé avant la distribution, est alimenté par une autre station de pompage SP2 qui fonctionne à débit variable (voir figure 3.4). L'adoption de ce type de schéma permet de limiter le volume nécessaire du réservoir sur tour.

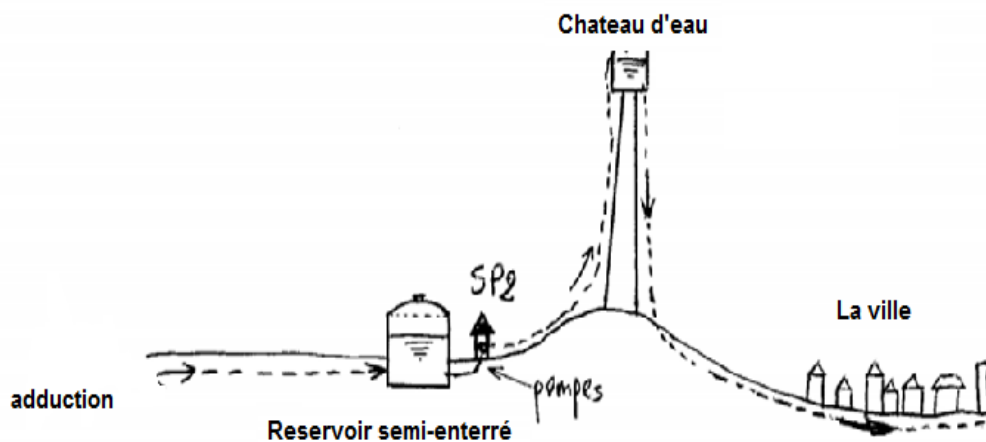


Figure 3.4: Réservoirs d'équilibre.

Le lieu d'implantation d'un réservoir se résume par : trouver un compromis entre deux facteurs:

- **Être le plus près possible des consommateurs**

Minimisations des longueurs des conduites principales de distribution

Avantage technique et économique

- **Se situer à un point dominant**

Réduction de la hauteur d'élévation

3.6. Capacité d'un réservoir

On détermine la capacité du réservoir en tenant compte des variations des débits entrant et débit sortant du réservoir. Le volume du réservoir est obtenu par la somme en valeur absolue de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la régularisation de

distribution augmenter du volume de la réserve d'incendie et le volume de sécurité par la formule suivante:

$$V_R = V_u + V_s + V_{inc} \quad (3.1)$$

Avec :

V_R : le volume du réservoir m^3

V_u : le volume utile m^3

V_s : le volume de la sécurité m^3

V_{inc} : le volume d'incendie m^3

a) Détermination du volume utile

Pour déterminer le volume utile (ou volume régularisé), ce volume s'exprime par : la formule suivante:

$$V_u = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| \quad (3.2)$$

Avec :

$|\Delta V_{max}^+|$: Surplus ou quantité d'eau stockée m^3

$|\Delta V_{max}^-|$: Déficit en eau m^3

Ces volumes représentent chacun la différence entre les volumes cumulés d'apport et distribué

Et qui sont calculés respectivement par les relations :

$$V_{app} = C_{maxj}/24 \quad (m^3/h)$$

$$V_{dis} = Ch\%.C_{maxj} \quad (m^3/h)$$

Ch : Coefficients horaires exprimant les pourcentages de la consommation des eaux distribuées en fonction de l'importance des agglomérations (voir tableau 3.1).

Tableau 3.1: Valeurs des coefficients horaires Ch.

Heures	Inférieure à10.000	10.000<N<50.000	50.000<N<100.000	N>100.000
0 – 1	1	1.5	3.25	3
1 – 2	1	1.5	3.25	3.1
2 – 3	1	1.5	3.3	3.1
3 – 4	1	1.5	3.2	2.6
4 – 5	2	2.5	3.25	3.5
5 – 6	3	3.5	3.4	4.5
6 – 7	5	4.5	3.85	4.5
7 – 8	6.5	5.5	4.45	4.1
8 – 9	6.5	6.25	5.2	4.9
9 – 10	5.5	6.25	5.05	5.6

10 – 11	4.5	6.25	4.85	4.8
11 – 12	5.5	6.25	4.6	4.7
12 – 13	7	5	4.6	4.4
13 – 14	7	5	4.55	4.1
14 – 15	5.5	5.5	4.75	4.2
15 – 16	4.5	6	4.7	4.5
16 – 17	5	6	4.65	4.4
17 – 18	6.5	5.5	4.35	4.1
18 – 19	6.5	5	4.4	4.5
19 – 20	5	4.5	4.3	4.5
20 – 21	4.5	4	4.3	4.3
21 – 22	3	3	4.2	4.8
22 – 23	2	2	3.75	4.5
23 – 24	1	1.5	3.7	3.3

b) Détermination du volume d'incendie

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m³ pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de 60 m³/h et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évalué à 2h pour le calcul du volume d'incendie on utilise la relation suivante:

$$V_{inc} = q_{inc} t \quad (3.3)$$

Avec:

q_{inc} : le débit d'incendie l/s.

t : Durée d'extinction d'un feu moyen ($t = 2$ heures).

Le débit d'incendie est pris selon l'importance de la ville et la texture architecturale et les équipements existents (à titre indicatif les débits d'incendie proposés sont regroupés dans le tableau 3.2).

Tableau 3.2: Valeurs des débits d'incendie (Tableau sans source).

Nombre d'habitant	Nombre d'incendie au même temps	q_{inc} l/s	
		Immeuble d'un étage	Immeuble de 3 étage ou plus
Inférieure à 5000	1	5	5
5000 – 10.000	1	10	10
10.000 – 25.000	2	10	10
25.000 – 50.000	2	10	15
Supérieure à 50.000	2	17	17

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m³. Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

c) Volume de sécurité

Les interruptions de fourniture d'eau dues à des défaillances des systèmes tels que les ruptures de conduite, les coupures d'électricité, l'entretien préventif ou curatif des installations sont mal tolérées par les usagers qui ont longtemps bénéficié d'un service régulier. L'adjonction d'un volume supplémentaire au volume normalement renouvelé par la distribution, appelé réserve de sécurité permet de limiter l'interruption en assurant la continuité du service pendant un certain temps. Le volume effectif dépend de la tolérance, du confort exigé par les usagers, des mesures prises pour éviter la dégradation de la qualité de l'eau dans le réservoir. Les volumes varient de six heures de consommation moyenne à celle d'une journée.

Ce volume se calcul selon la relation :

$$V_s = (10 - 15)\% (V_u + V_{inc}) \quad (3.4)$$

Généralement il est recommandé de prendre 12% , alors:

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) \quad (3.5)$$

Remarque:

Selon **A. Dupont** le volume du réservoir dans le cas d'un pompage continu est de l'ordre de 30 pour cent du débit maximal journalier, c'est-à-dire :

$$V_r = 30\% Q_{maxj} \quad (3.6)$$

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont : 50; 100; 120; 150; 200; 250; 300; 350; 400; 500; 600; 800; 1000; 1200; 1500; 2000; 2500; 3000; 4000; 5000; 10000 m³

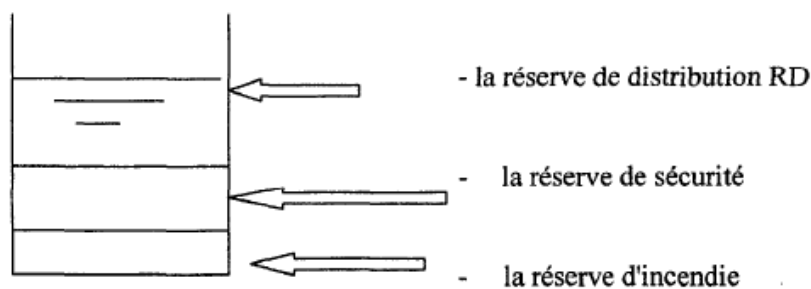


Figure 3.5 : Répartition des réserves d'eau dans un réservoir

Remarque :

Le nombre d'heure d'adduction ainsi que les périodes de la journée pendant lesquelles elle est faite, ont un impact déterminant sur les dimensions de la réserve de distribution. Trois méthodes sont employées pour approcher son volume.

3.7. Formes et types de Réservoirs

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

La hauteur d'eau (H_e) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m, et atteint, exceptionnellement 1 à m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de 1,5 à 2 fois la hauteur de la cuve HC. Le tableau 3 regroupe des valeurs pour les hauteurs et diamètres des réservoirs.

Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en béton armé jusqu'à un volume de 2500 m^3 et en béton précontraint jusqu'à 20000 m^3 . Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques. Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement vouté, et une couverture par de la terre ou du sable sur 20 à 30 cm (isolation thermique de l'eau).



Réservoir circulaire semi enterré



Réservoir surélevé Château d'eau

Figure 3.6 : Formes et types de Réservoirs

Pour déterminer le diamètre d'un réservoir, on utilise la relation suivante:

$$V_R = S H_e = \pi \frac{D^2}{4} H_e \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi H_e}} \quad (3.7)$$

Exemple:

Pour un volume d'un réservoir de 200 m^3 , si la hauteur d'eau $H_e = 3 \text{ m}$. Le diamètre du réservoir sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{3,14 \cdot 3}} = 9,21 \approx 9,50 \text{ m}$$

3.8 Emplacement du réservoir

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante (H_{\min}) en tout point du réseau de distribution (voir plus loin les valeurs de cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et /ou le plus élevé). L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à $H_{\min} = 10 \text{ m.c. eau}$. C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide). C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir (détermination du chemin critique)

La valeur de cette cote et la topographie des lieux déterminent le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique)

L'implantation d'un réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et d'exploitation.

Donc, pour fixer la cote de radier du réservoir il faut tenir compte :

- Du point le plus élevé à alimenter ;
- De la hauteur des bâtis ;
- Des pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville.
Selon le chemin le plus critique

Pour déterminer la cote du radier du réservoir C_r on utilise la formule suivante :

$$C_r = CTN + H + h_s + P_s + \Delta H_t \quad (3.8)$$

Avec :

CTN : Cote du terrain naturel du point le plus défavorable ;

H : Hauteur de plus haut bâtiment (fonction de nombre d'étages).

Tableau 3.3 : Valeurs de H

Nature d'immeuble	Hauteur H (m)	Pour chaque étage on prend 3 m
RDC	3	
R+1	6	
R+2	9	
R+3	12	

h_s : Perte de charge singulière dans les bâtiment (2 – 4 m) on prend généralement $h_s = 4$ m.

P_s : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des équipements utilisant l'eau (3– 5 m)
on prend $P_s = 4$ m

ΔH_t : Perte de charge linéaire et singulière selon le chemin le plus critique.

La perte de charge totale est donnée par la formule suivante:

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (3.9)$$

ΔH_L : Perte de charge linéaire donnée par (selon **Darcy**)

$$\Delta H_L = j L = \frac{\lambda v^2}{2 g D} L \quad (3.10)$$

Avec :

J: Gradient hydraulique de perte de charge m/m.

v: Vitesse d'écoulement m/s.

D : Diamètre de la conduite.

L : Longueur de la conduite m.

λ : Coefficient de frottement s'exprimant par plusieurs relations en régime turbulent $Re > 2300$:

$$\text{Colebrook-White: } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.11)$$

$$\text{Nekuradse : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} \right) \quad (3.12)$$

$$\text{Achour-Bedjaoui : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{1004}{R} \right), \text{ Avec: } R \cong 2R \left[-\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,5}{R^{0,9}} \right) \right]^2 \quad (3.13)$$

$$\text{Swamee: } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,5}{R^{0,9}} \right) \quad (3.14)$$

$$\text{Achour et al: } \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{4,5}{Re} \text{Log} \frac{Re}{6,97} \right) \quad (3.15)$$

Avec:

D : Diamètre de la conduite (m) ;

ε : Coefficient de rugosité $\varepsilon = 0,02$ mm pour les conduites en PEHD ;

R_e : Nombre de *Reynolds*, donné par : $R_e = \frac{vD}{\nu}$

ν : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

ΔH_s : Perte de charge singulière exprimant la présence de singularités (Tees, Coudes, Elargissement brusque, rétrécissement ect.....), dans un réseau où est pratiquement difficile de comptabiliser le nombre et la nature des singularités on propose:

$$\Delta H_s = (10 - 15)\% \Delta H_L \quad (3.15)$$

3.9. Exemple d'application

Soit à déterminer la perte de charge totale le long d'une conduite circulaire en PEHD ($\varepsilon=0,02$ mm) de 500 m de long, de diamètre $D=1$ m, véhiculant à l'heure de pointe un débit de 20 ls, sachant que la viscosité cinématique de l'eau à 20°C est de 10^{-6} m/s²

On néglige les pertes singulières.

Solution.

La perte de charge totale est la somme de la perte de charge linéaire et singulière et qui s'exprime par :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_L + \Delta H_s \\ \Delta H_t &= \Delta H_L \text{ car } \Delta H_s = 0 \end{aligned}$$

ΔH_L : Perte de charge linéaire donnée par (selon **Darcy**) :

$$\Delta H_L = j L = \frac{\lambda v^2}{2 g D} L$$

λ : Coefficient de frottement s'exprimant par la relation de Swamee

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.5}{R^{0.9}} \right) \Rightarrow \lambda = \left[-2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.5}{R^{0.9}} \right) \right]^{-2}$$

v : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) est : $v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,64 \text{ m/s}$

R_e : Nombre de *Reynolds*, donné par : $R_e = \frac{vD}{\nu} = 1,27 \cdot 10^5$

Ce qui donne : $\lambda = \left[-2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.5}{R^{0.9}} \right) \right]^{-2} = 0,017$, $J = 0,00183$ et $\Delta H_t = 1,83 \text{ m}$

3.10. Dispositions constructives

Le volume utile du stockage est obtenu par l'addition de la réserve de distribution, la réserve de sécurité, la réserve incendie. La capacité totale de la cuve prend en compte la garde entre le trop-plein et la Couverture pour loger les équipements de régulation, du volume mort entre la crépine d'aspiration et le fond de la cuve qui reçoit les boues décantées.

La hauteur de la cuve est un compromis entre les nécessités de stabilité en génie civil et de faiblesse de variation de la pression dans les réseaux, et la régulation qui s'opère mieux avec une hauteur d'eau plutôt élevée. La hauteur optimale varie entre 3 et 6 m.

Les ouvertures d'aération pour le renouvellement de l'air seront protégées par un grillage fin en matière inoxydable pour éviter sa corrosion par le chlore et ses dérivés. On évitera l'éclairage par la lumière du jour, source de prolifération des algues sur les parois de la cuve et dans l'eau. La couverture de la cuve doit avoir une pente à l'extérieur de 1 à 2% pour le ruissellement des eaux météorites et la limitation des radiations directes du soleil qui influent sur l'élévation de la température de l'eau. Le fond de la cuve en forme de cunette aura au moins une pente de 2% pour concentrer les boues et faciliter leur enlèvement.

3.11. Equipements des réservoirs

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation.

- Un système d'arrêt de son alimentation : robinet à flotteur, vanne à commande hydraulique ou

vanne à commande électrique ;

- Une crépine d'alimentation de la distribution. La crépine doit permettre de renouveler la réserve d'incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution ;
- Un compteur de distribution, facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.
- Un robinet de prise pour l'analyse de la qualité de l'eau sera placé sur la conduite de distribution.
- Une conduite de soutirage de la réserve incendie dont le dispositif d'ouverture est la disposition permanente des pompiers,
- Une conduite de trop plein.
- Une conduite de vidange munie de vanne, dont le système de manœuvre est protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution;
- Un by-pass entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.
- Un système de mesure du volume d'eau contenue dans le réservoir.

Les équipements de pilotage

Le niveau d'eau dans le château, l'index du compteur, l'état du système d'arrêt du débit d'adduction peuvent faire l'objet de transmission au bureau de pilotage des installations.

La transmission se fera :

- Manuellement
- Par transmission hydraulique
- Par transmission radio
- Electriquement
- Par le réseau téléphonique (analogique, numérique).

3.11.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à son débouche dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal: obstruction par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction (voir chapitre Adduction) s'effectue par sur verse, soit en chute libre, soit en prolongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée.

L'adduction peut aussi s'effectuer par passage à travers le radier.

L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, généralement pauvres en oxygène dissous.

Son diamètre fait l'objet d'une étude technico-économique (voir chapitre 5)

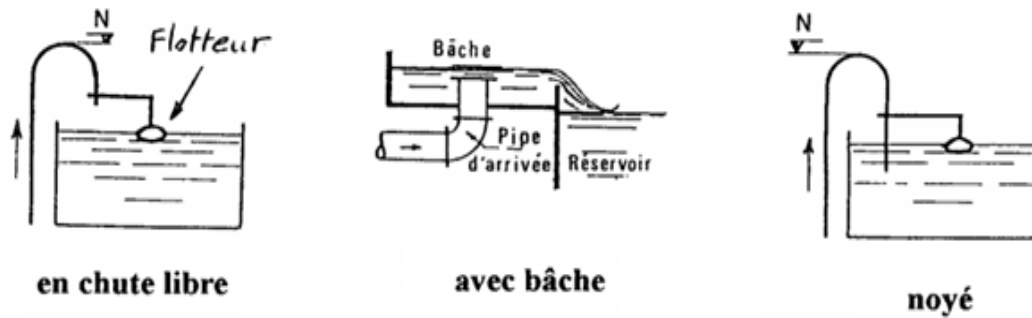


Figure 3.7 : Arrivée d'eau

3.11.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier du réservoir en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

Pour faciliter le passage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. Un robinet sera ménagé sur le départ de la conduite.

Pour le dimensionnement de la conduite, nous avons:

$$Q_p = v s \quad (3.16)$$

Avec:

Q_p : Débit de pointe m^3/s

S : Section de la conduite

v : Vitesse d'écoulement qui varie de préférence entre 0.5 et 1.5 m/s,

Généralement, le procédé de calcul du diamètre se fait de la façon suivante :

Une vitesse moyenne est supposée ($v = 1m/s$)

Selon l'équation de continuité : $D = \sqrt{\frac{4 Q_p}{\pi v}}$

Un diamètre normalisé est choisi avec lequel la vitesse est vérifiée et qui sera utilisée pour le calcul du gradient hydraulique et la perte de charge linéaire $v = \frac{4 Q_p}{\pi D^2}$

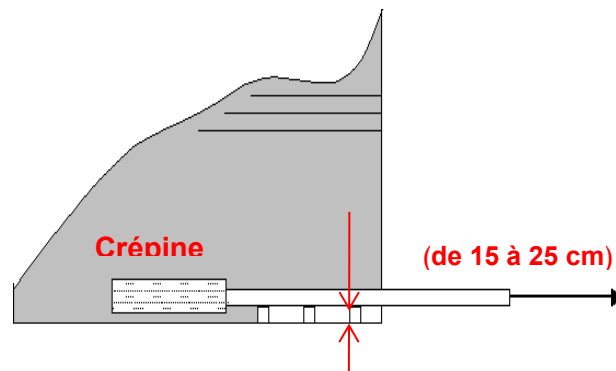


Figure 3.8 : Départ de la distribution.

3.11.3 Conduite de Top plein

La majorité des réservoirs sont dotés d'une conduite de trop-plein destiné à, évacuer le surplus d'eau en cas où le réservoir est rempli d'eau vers le milieu extérieur et qui sera reliée à la conduite de vidange de fond par un T et formée par un cône de réduction.

Cette conduite est destinée à empêcher le débordement du réservoir, elle devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir, elle maintient l'eau à niveau maximal dans le réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

La section transversale comportera, au départ, un évasement en forme de tronc de cône permet le passage du débit sous une hauteur de lame h

Le débit évacué dans ces conditions est donnée par la formule d'après **Lancastre**:

$$Q = 27.828 \mu r h^{3/2} \quad (3.17)$$

Avec:

h : Hauteur d'eau au-dessus du trop-plein.

r : Rayon de l'ouverture du tronc de cône de la conduite.

μ : Coefficient d'écoulement donnée en fonction de h/r .

Tableau 3.4 : valeurs de μ

h/r	0.2	0.25	0.30	0.40	0.50
μ	0.415	0.414	0.410	0.404	0.394

Si on prend $\mu = 0.415$ on a $h/r = 0.2$ donc $h = 0.2 r$

$$r = \left[\frac{Q}{27.828 \mu (0.2)^{3/2}} \right]^{2/5} \quad (3.18)$$

La canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin, mais on peut craindre, par cet exutoire, une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir. Aussi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon AB du trop-plein

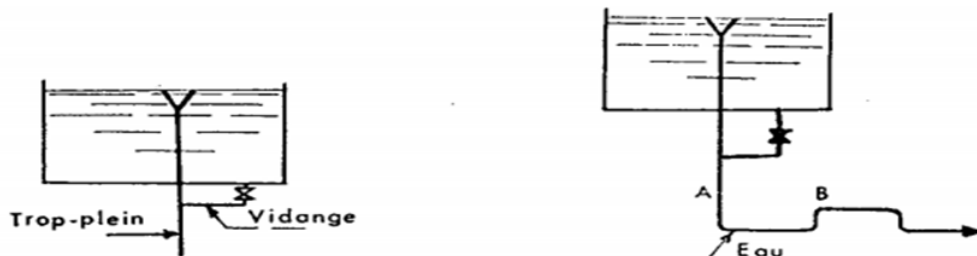


Figure 3.9 : Trop plein et vidange

3.11.4 Conduite de vidange

Elle part du point le plus bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle dispose d'une vanne. La vidange est indispensable pour l'entretien du réservoir (nettoyage, réparation, ...)

Le diamètre de cette conduite est donné d'après la relation suivante :

$$Q = \mu s \sqrt{2 g h} = \mu \left[\frac{\pi D^2}{4} \right] \sqrt{2 g h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 Q}{\mu \pi \sqrt{2 g h}}} \quad (3.19)$$

Avec :

h : Hauteur d'eau dans le réservoir m.

Q : Débit d'arrivé m³/s

μ : Coefficient d'écoulement (μ = 0,4)

3.11.5. Exemple d'application

Pour un réservoir de 700 m³ quel est le diamètre de la conduite de vidange si la hauteur d'eau dans le réservoir est h = 6 m et on veut le vidé en 2 heures.

Solution:

- Détermination du débit de vidange si l'on considère un temps de vidange t de 2 heures

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{700}{2.3600} = 0,097 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul du diamètre de la conduite:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\mu \pi \sqrt{2gh}}} = \sqrt{\frac{4,0,097}{0,4 \cdot 3,14 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6}}} = 0,168 \approx 200 \text{ mm}$$

- Vérification du débit avec le nouveau diamètre :

$$Q = \mu \left[\frac{\pi D^2}{4} \right] \sqrt{2gh} = 0,4 \left[\frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} \right] \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6} = 0,136 \text{ m}^3/\text{s}$$

Et la vitesse d'écoulement: $v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,136}{3,14 \cdot 0,2^2} = 4,33 \text{ m/s}$

Le diamètre de la conduite de vidange est 200 mm qui sera capable d'évacuer un débit de 0,136 m³/s avec une vitesse de 4.33 m/s.

3.11.6 Dispositions spéciales

3.11.6.1 By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou le nettoyage d'un réservoir, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de distribution.

- Dans le cas d'utilisation du réservoir les vannes (1) et (2) sont ouvertes et (3) fermée.
- Dans le cas de nettoyage du réservoir la vanne (3) est fermée et les vannes (1) et (2) sont ouvertes.

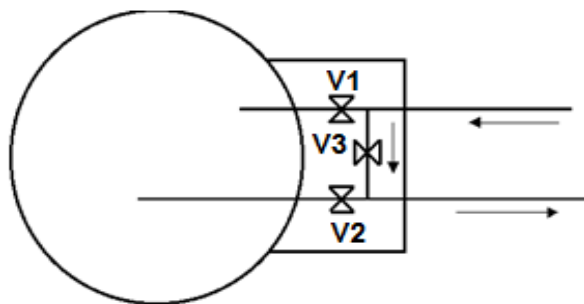


Figure 3.10 :by-pass

3.6.11.2. Matérialisation de la réserve d'incendie

Le réservoir dispose toujours d'une certaine quantité d'eau d'environ 120 m³ stockée en cas d'incendie. On adopte un dispositif constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau du réservoir est atteint et cela grâce à l'évent ouvert à l'aire libre.

- Dans le cas normale de distribution, on ferme (2) et ouvre (1) et (3).
- Dans le cas d'incendie on ouvre (2) et ferme (1) et (3).

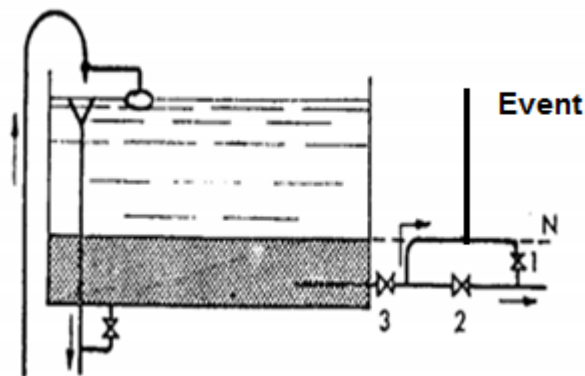


Figure 3.11 : Matérialisation de la réserve d'incendie.

3.12. Exemple d'Application

Quel est le volume d'un réservoir qui alimente une ville de 10.000 habitants si le débit de pompage est 21l/s dans les cas suivant:

1. Le pompage est continu 24h/24h.
2. Le pompage est discontinu pendant la nuit 12h/24h.
3. Le pompage est discontinu pendant le jour 12h/24h.

Solution.

Le volume du réservoir par définition est : $V_r(m^3) = V_u + V_{inc} + V_s$

Avec :

V_u : Volume utile (m^3), $= \text{Max} / \Delta V^+ / + \text{Max} / \Delta V^- /$

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3), $V_{inc} (m^3) = q \cdot t$

q : Débit d'incendie = 17l/s

t : Durée d'extinction d'un feu moyen de 2h

V_s : Volume de sécurité = 12%($V_u + V_{inc}$) ; (m^3)

La consommation maximale journalière est: $C_{max,j} = 21.86400/1000 = 1814,4 m^3/j$

Le volume d'apport horaire est : $V_{app} = C_{max,j}/24 = 75,6 (m^3/h)$

Le volume horaire distribué est : $V_d = Ch.C_{max,j}$

a) Pompage continu

1) Détermination du volume utile

Pour déterminer le volume utile on procède à l'étude de la régularisation de la distribution des eaux (tableau 3.5).

Tableau 3.5 : Calcul du volume utile.

Temps	Ch %	Volume partiel m ³		Volume cumulé m ³		Différence m ³	
		apport	Distribué	Apport	distribue	ΔV^+	ΔV^-
0 – 1	1	75.6	18.144	75.6	18.144	57.456	
1 – 2	1	75.6	18.144	151.2	36.288	114.912	
2 – 3	1	75.6	18.144	226.8	54.432	172.368	
3 – 4	1	75.6	18.144	302.4	72.576	229.824	
4 – 5	2	75.6	36.288	378	108.864	269.136	
5 – 6	3	75.6	54.432	453.6	163.296	290.304	
6 – 7	5	75.6	90.72	529.2	254.016	275.184	
7 – 8	6.5	75.6	117.936	604.8	371.952	232.848	
8 – 9	6.5	75.6	117.936	680.4	489.888	190.512	
9 – 10	5.5	75.6	99.792	756	589.68	166.32	
10 – 11	4.5	75.6	81.648	831.6	671.328	160.272	
11 – 12	5.5	75.6	99.792	907.2	771.12	136.08	
12 – 13	7	75.6	127.008	982.8	898.128	84.672	
13 – 14	7	75.6	127.008	1058.4	1025.14	33.264	
14 – 15	5.5	75.6	99.792	1134	1124.93	9.072	
15 – 16	4.5	75.6	81.648	1209.6	1206.58	3.024	
16 – 17	5	75.6	90.72	1285.2	1297.3		-12.096
17 – 18	6.5	75.6	117.936	1360.8	1415.232		-54.432
18 – 19	6.5	75.6	117.936	1436.4	1533.168		-96.768
19 – 20	5	75.6	90.72	1512	1623.888		-111.888
20 – 21	4.5	75.6	81.648	1587.6	1705.536		-117.936
21 – 22	3	75.6	54.432	1663.2	1759.968		-96.768
22 – 23	2	75.6	36.288	1738.8	1796.256		-57.456
23 – 24	1	75.6	18.144	1814.4	1814.4	0	

Donc :

$$V_u = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| = 290.304 + 117.936 = 408.24 \text{ m}^3$$

2) Détermination du volume d'incendie

Du tableau 2, le débit d'incendie est 17l/s pour t=2h

$$V_{inc} = q_{inc} t = 17 * 2 * 3600 = 120 \text{ m}^3$$

3) Détermination du volume de sécurité

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) = \frac{12}{100} (408,24 + 120) \approx 63,39 \text{ m}^3$$

Donc le volume du réservoir est:

$$V_R = V_u + V_s + V_{inc} = 408,24 + 63,39 + 120 = 591,6 \approx 600 \text{ m}^3$$

b) Pompage discontinu (nocturne), la nuit 12h/24h

On propos un pompage discontinu de 20h jusqu'à 08h du matin, le débit refoulé ou pompé est :

La consommation maximale journalière reste 1814.4 m³/j ce qui revient à mobiliser un volume horaire 1814.4/12 = 151,2 m³/h

$$Q_{app} = 151,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le volume utile se calcul de la même manière citée précédemment:

Tableau 3.6 : Volume utile

Temps	ch	Volume partiel m ³		Volume totale m ³		Différence m ³	
		apport	Distribue	Apport	distribue	ΔV^+	ΔV^-
0 – 1	1	151,2	18,144	756	208,656	547,344	
1 – 2	1	151,2	18,144	907,2	226,8	680,4	
2 – 3	1	151,2	18,144	1058,4	244,944	813,456	
3 – 4	1	151,2	18,144	1209,6	263,088	946,512	
4 – 5	2	151,2	36,288	1360,8	299,376	1061,424	
5 – 6	3	151,2	54,432	1512	353,808	1158,192	
6 – 7	5	151,2	90,72	1663,2	444,528	1218,672	
7 – 8	6,5	151,2	117,936	1814,4	562,464	1251,936	
8 – 9	6,5	0	117,936	1814,4	680,4	1134	
9 – 10	5,5	0	99,792	1814,4	780,192	1034,208	
10 – 11	4,5	0	81,648	1814,4	861,84	952,56	
11 – 12	5,5	0	99,792	1814,4	961,632	852,768	
12 – 13	7	0	127,008	1814,4	1088,64	725,76	
13 – 14	7	0	127,008	1814,4	1215,648	598,752	
14 – 15	5,5	0	99,792	1814,4	1315,44	498,96	
15 – 16	4,5	0	81,648	1814,4	1397,088	417,312	
16 – 17	5	0	90,72	1814,4	1487,808	326,592	
17 – 18	6,5	0	117,936	1814,4	1605,744	208,656	
18 – 19	6,5	0	117,936	1814,4	1723,68	90,72	
19 – 20	5	0	90,72	1814,4	1814,4	0	
20 – 21	4,5	151,2	81,648	151,2	81,648	69,552	
21 – 22	3	151,2	54,432	302,4	136,08	166,32	
22 – 23	2	151,2	36,288	453,6	172,368	281,232	
23 – 24	1	151,2	18,144	604,8	190,512	414,288	

Donc :

$$V_u = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| = 1251,94 \text{ m}^3$$

Le volume d'incendie reste toujours 120 m^3

Le volume de sécurité est:

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) = \frac{12}{100} (1251,94 + 120) = 150,2 \text{ m}^3$$

Donc le volume du réservoir est:

$$V_R = V_u + V_s + V_{inc} = 1251,94 + 150,2 + 120 = 1522,14 \approx 1500 \text{ m}^3$$

c) Pompage discontinu le jour 12h/24h

On propose un pompage discontinu de 08 du matin jusqu'à 20 h du soir avec le même débit d'apport $Q_{app}=151,2 \text{ m}^3/\text{J}$. Alors, le volume régularisé sera (Voir tableau 3.7):

Tableau 3.7 : Calcul du volume utile

Temps	Ch	Volume partielle m^3		Volume totale m^3		Différence m^3	
		apport	Distribue	Apport	distribue	ΔV^+	ΔV^-
0 – 1	1	0	18.144	1814.4	1460.592	353.808	
1 – 2	1	0	18.144	1814.4	1478.736	335.664	
2 – 3	1	0	18.144	1814.4	1496.88	317.52	
3 – 4	1	0	18.144	1814.4	1515.024	299.376	
4 – 5	2	0	36.288	1814.4	1551.312	263.088	
5 – 6	3	0	54.432	1814.4	1605.744	208.656	
6 – 7	5	0	90.72	1814.4	1696.464	117.936	
7 – 8	6.5	0	117.936	1814.4	1814.4	0	
8 – 9	6.5	151.2	117.936	151.2	117.936	33.264	
9 – 10	5.5	151.2	99.792	302.4	217.728	84.672	
10 – 11	4.5	151.2	81.648	453.6	299.376	154.224	
11 – 12	5.5	151.2	99.792	604.8	399.168	205.632	
12 – 13	7	151.2	127.008	756	526.176	229.824	
13 – 14	7	151.2	127.008	907.2	653.184	254.016	
14 – 15	5.5	151.2	99.792	1058.4	752.976	305.424	
15 – 16	4.5	151.2	81.648	1209.6	834.624	374.976	
16 – 17	5	151.2	90.72	1360.8	925.344	435.456	
17 – 18	6.5	151.2	117.936	1512	1043.28	468.72	
18 – 19	6.5	151.2	117.936	1663.2	1161.216	501.984	
19 – 20	5	151.2	90.72	1814.4	1251.936	562.464	
20 – 21	4.5	0	81.648	1814.4	1333.584	480.816	
21 – 22	3	0	54.432	1814.4	1388.016	426.384	
22 – 23	2	0	36.288	1814.4	1424.304	390.096	
23 – 24	1	0	18.144	1814.4	1442.448	371.952	

Donc :

$$V_u = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| = 562,64 \text{ m}^3$$

Le volume d'incendie reste toujours 120 m^3

Le volume de sécurité est:

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) = \frac{12}{100} (562,464 + 120) \approx 127,7 \text{ m}^3$$

Donc le volume du réservoir est:

$$V_R = V_u + V_s + V_{inc} = 562,464 + 127,7 + 120 = 810,2 \approx 800 \text{ m}^3$$

A travers ces trois exemples nous remarquons que :

En conclusion le volume d'un réservoir peut se calculé à la base des pourcentages suivants de la consommation maximale journalière et en fonction du mode d'adduction.

- Dans le cas d'un pompage continu le volume du réservoir représente 32 % de la consommation maximale journalière.
- Dans le cas d'un pompage discontinu pendant le jour le volume du réservoir représente 44 % de la consommation maximale journalière.
- Dans le cas d'un pompage discontinu pendant la nuit le volume du réservoir représente 83% de la consommation maximale journalière.

3.13. Conclusion

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage obligatoire dans un réseau de distribution on peut les classés selon la forme (circulaire, carrée, cylindrique) ou bien selon leurs position (enterré , semi-enterré ou posé sur le sol ou surélevé, chaque réservoir est doté d'équipements qui sont la conduite d'arrivé, de départ, le trop-plein, la vidange de fond, la réserve d'incendie, le robinet flotteur etc...), la détermination du volume du réservoir reste un travail très délicat en raison de la variation de la consommation horaire, ce volume varie de 30 à 83 % de la consommation maximale journalière et selon le mode de refoulement et l'importance de la ville.

Chapitre 4. Les réseaux de distribution

4.1 . Introduction

Un réseau de distribution est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression qui permette de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante (1 à 4) bars et à une vitesse d'écoulement allant de 0,3 à 1,75 m/s

La vitesse d'écoulement doit être comprise entre une valeur minimale et maximale

V_{min} permet de garantir l'auto-curage pour éviter les dépôts (Figure 4.1).

V_{max} est lié à l'érosion du matériau de revêtement de la conduite : c'est une donnée fournie par les constructeurs.

$$V_{min} = 0,3 \text{ [m/s]}$$

$$V_{max} \approx 1,00 - 1,20 \text{ [m/s]} \text{ (PVC) et}$$

$$V_{max} \approx 1,50 - 1,75 \text{ [m/s]} \text{ (Fonte)}$$



Figure 4.1 : Entartage par dépôt de calcaire.

Un système d'alimentation en eau potable est formé par (Figure 4.2) :

- Des conduites principales, secondaires
- Un ou plusieurs ouvrages de stockages (Réservoirs)
- Une ou plusieurs conduites d'adduction (gravitaire ou par pompage)
- Un ou plusieurs champs captant (source d'eau souterraine ou de surface).

Un réseau de distribution d'eau potable est un système d'infrastructure qui permet la distribution de l'eau potable à une population d'utilisateurs. Il est composé de divers éléments tels que les conduites, réservoirs, stations de pompage et autres équipements. Le réseau de

distribution d'eau potable peut être géré par des collectivités locales, des entreprises privées ou des établissements publics (ADE). Les principales étapes du réseau de distribution d'eau potable sont les suivantes:

Captage : L'eau est prélevée à des sources d'eau, comme les rivières, les lacs ou les aquifères, et acheminée vers les usines de production d'eau potable.

Potabilisation : L'eau est traitée pour éliminer les impuretés et atteindre les normes de qualité requises par la législation. Les traitements incluent le dégrillage, le tamisage et la désinfection.

Distribution : L'eau potable est acheminée vers les réservoirs, qui peuvent être enterrés ou surélevés. Les réservoirs permettent de maintenir la pression dans le réseau et d'alimenter les robinets.

Le réseau de distribution d'eau potable est essentiel pour assurer un approvisionnement en eau potable durable et de bonne qualité pour les populations. Il est également important de surveiller et de contrôler la qualité de l'eau distribuée pour garantir qu'elle répond aux normes de potabilité établies par la législation (voir annexes).

Un réseau de distribution doit répondre à des exigences qui sont:

- Continuité de service alimentation en toutes saisons et à toute heure ;
- Satisfaction des conditions de pression ($P_{\text{service}} < P < P_N$);
- Couverture de l'ensemble de la zone concernée;
- Transport des débits de pointe en respectant les conditions de pression;
- Respect des contraintes de vitesse $V_{\text{min}} < V < V_{\text{max}}$

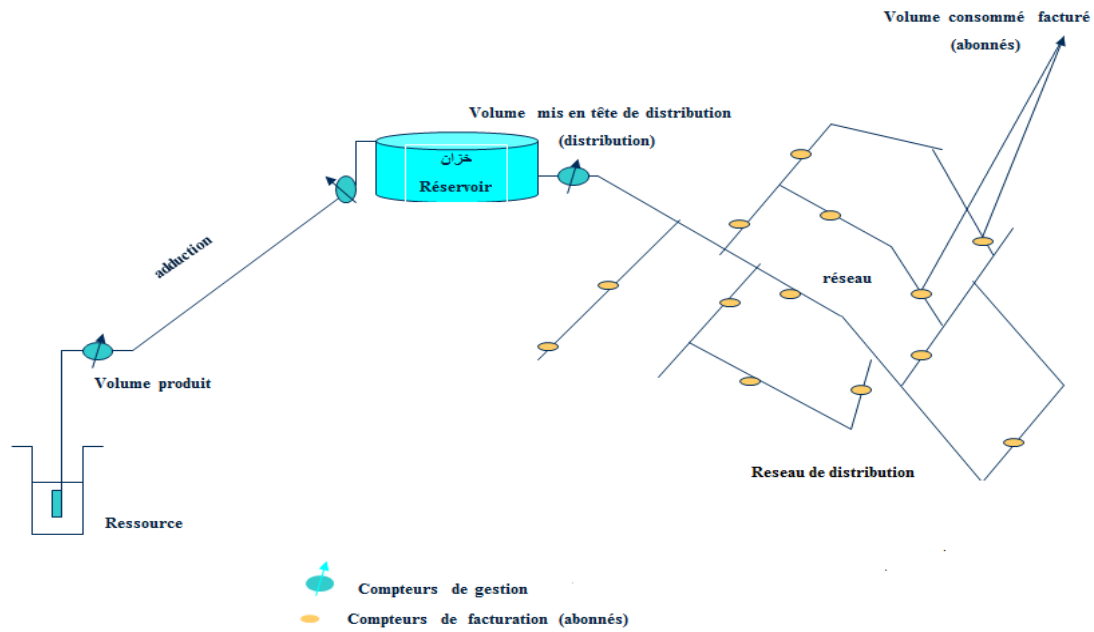


Figure 4.2 : Schéma descriptif d'un système d'AEP

4.2 Classification des réseaux

Le réseau de distribution peut avoir une forme ramifié ou une forme maillé (Figure 4.3) ou bien mixte ce qui est plus courant

Un circuit fermé composé d'éléments constitutifs d'un réseau est appelé **maille**.

Un endroit où sont branchés un ou plusieurs conduites, pompes, réservoirs ou autres équipements s'appelle un **Nœud**.

Le réseau maillé est un réseau sécurisé mais non économique

Le réseau ramifié est un réseau non sécurisé mais non économique

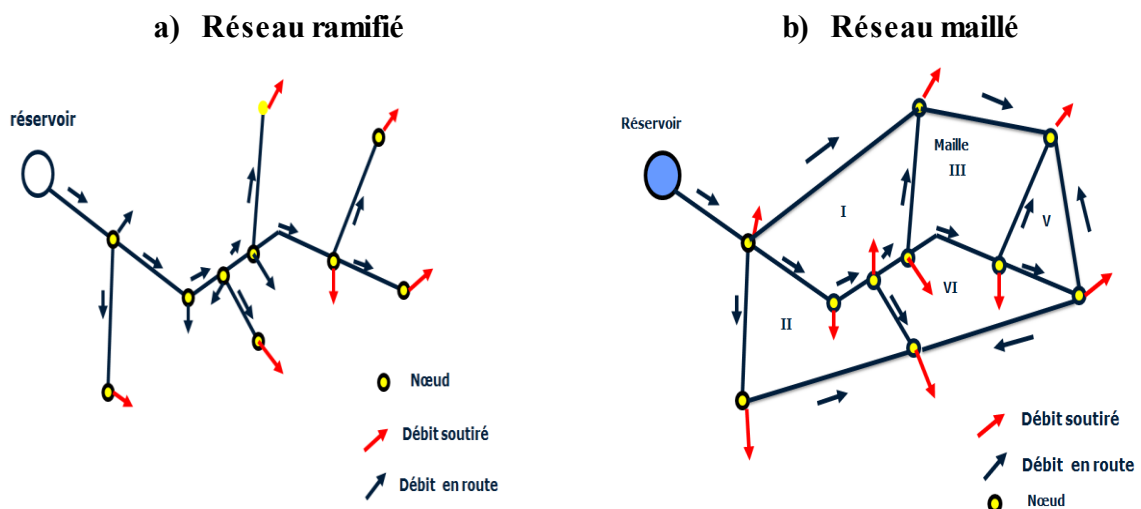


Figure 4.3 : Réseau de distribution

4.3 . Eléments constitutifs d'un réseau de distribution

Un réseau de distribution est souvent constitué de :

- Conduites principales : (Les matériaux utilisés pour ces conduites sont le PVC, le PEHD, L'Amiante ciment, la Fonte, (Figure 4.5)
- Conduites secondaires : (On les trouve à l'intérieur des mailles se raccordant aux principales).



Conduite en PVC



Conduite en PEHD



Conduites en Fonte



Conduites en Amiante-Ciment

Figure 4.5 : Conduites dans un réseau de distribution

Le tableau 4.1 regroupe une comparaison des diamètres des conduites commercialisées en Algérie.

Tableau 4.1 : Tableau comparatif

Type de canalisation	Diamètre	Inconvénients	Avantages
PVC	- 36/40 - 27.2/32 - 57/63 - 45.2/50 - 81.4/90 - 67.8/75 - 113/125- 99.4/110 - 144.6/160 - 126.6/140 - 285/315 - 180.8/200 361.8/400	Pour les diamètres > il faut faire une Exigent une main d'œuvre qualifiée	Disponibles à des prix compétitifs Supportent des pressions de 6 à 10 bars Mise en place facile
Amiante ciment Classe20 Classe30	- 150 - 125 - 100 - 80 - 400 - 300 - 250 - 200 600 - 500	Détérioration interne et externe selon la qualité de l'eau avec possibilité d'obstruction	Supportent des pressions de 20 à 30 bars Prix acceptables Disponible sur le marché National
Acier	- 80/90- 66/76- 50/60 - 140- 102/114- 90/102 170 1200 mm	Erosion interne rapide Prix élevé Mise ne place dans un sol non acide	Supportent des pressions jusqu'à 40 bars
Fonte	- 125- 100- 80- 60- 50- 40 - 350- 300- 250- 200- 150 - 700- 600- 500- 450- 400 - 1000- 900- 800 1200mm	Non disponible sur le marché national Prix très élevé	Haute résistance à l'érosion interne et externe Légères Travail à des pressions de 40 bars

Le tableau 4.2: regroupe les caractéristiques géométriques des conduits en PVC, PEHD et Amiante ciment.

Tableau 4.2 : Gammes de diamètres pour les conduites en PVC-PEHD et Amiante Ciment CL20

Conduites en PVC PN 10 Bars			Conduites en PEHD PN 10 bars			Conduites en Amiante Ciment CL 20		
DN	e	Dint	DN	e	Dint	DN	e	Dint
Mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
25	1.5	22	20	2	16	80	14	80
32	2.4	27,2	25	2	21	100	14	100
40	2	36	32	2,4	27,2	125	14	125
50	2.4	45,5	40	3	34	150	15.5	150
63	3	57	50	3,7	42,6	200	19	200
75	3.6	67,8	63	4,7	53,6	250	22	250
90	4.3	81,4	75	5,6	63,8	300	26	300
110	5.3	99,4	90	5,4	79,2	400	35	400
125	6	113	110	6,6	96,8	500	42	500
140	6.7	126,6	125	7,4	110,2	600	50	600
160	7.7	144,6	160	9,5	141			
200	9.6	180,8	200	11,9	176,2			
315	15	285	250	14,8	220,4			
400	19.1	361,8	315	18,7	277,6			
			400	23,7	352,6			
			500	29,7	440,6			
			630	37,4	555,2			

4.4. Principaux Facteurs générateurs de fuites dans un réseau d'eau potables

Ils sont divers et d'importance variable selon les régions et les conditions d'exploitation, on peut citer les suivants :

► Mouvement du sol :

Cas des sols instables tels que Zone alluvionnaire, en remblai argileuse etc....

► Corrosion :

Cas des équipements métalliques insuffisamment protégés, posés dans des sols acides, traversés par des nappes phréatiques ou siège des courants vagabonds

► Charges roulantes :

Cas des conduites posés sous des voies de fortes densités de trafic routier ou soumises à des charges roulantes importantes.

4.5. Pièces spéciales dans un réseau d'eau potable

Les principaux équipements d'un réseau de distribution d'eau potable en plus des conduites on en cite :

- Les Robinets-vannes : (Vannes à opercule - Vannes papillon) ;
- Les Ventouses-purgeurs d'air
- Les Clapets : (Clapet anti-retour double battant - Clapet anti-retour à papillon)
- Les Coudes : (Coudes à brides ou Coudes à 2 emboitements)
- Les Tés : (Tés-à-bride et Tés à emboitements)
- Les Cônes de réduction : (Cône de réduction à deux brides - Cône de réduction à 2 emboitements)
- Les Poteaux d'incendie

La majorité des pièces spéciales sont en fonte, en PVC ou PEHD.

Pour les dimensions de la pièce spéciale (voir Annexe)

La Figure 4.6 représente des pièces spéciales qu'on trouve dans un réseau de distribution



a) Robinets -vannes

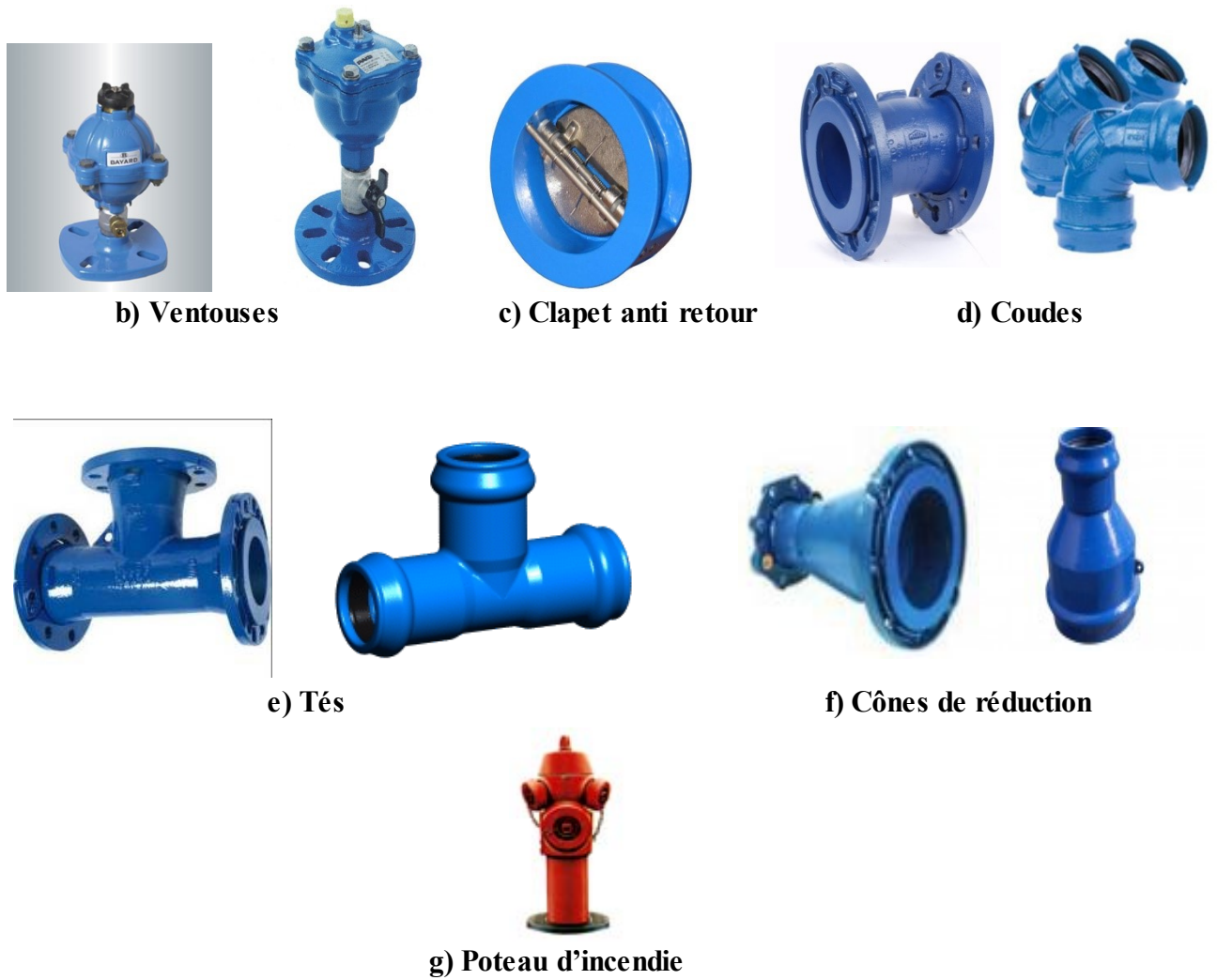


Figure 4.6 : Pièces spéciales.

4.6. Recommandations pour la lutte contre l'incendie

La réglementation exige dans le cas général une couverture incendie basée pour mettre à disposition des services incendie **120 m³ d'eau pendant deux heures**

Cette couverture incendie peut être assurée par :

Des poteaux incendie de 100 mm de diamètre débitant au minimum 60 m³ /h soit 17l/s sous une charge restante de 1 bar (Rayon d'action de 150 m par les voies carrossables).

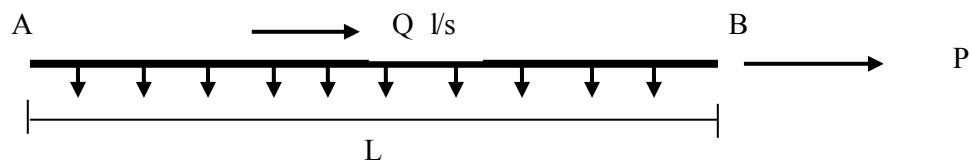
Des aires naturelles permettant le puisage de l'eau (étang, rivière...). (Rayon d'action de 400 m par les voies carrossables).

4.7. Calcul d'un réseau de distribution

4.7.1. Réseau ramifié

Quand il s'agit du réseau ramifié, la conduite outre un débit d'extrémité, qui doit pouvoir distribuer sur son parcours l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur elle : c'est le débit en route. Le débit en route est calculé en fonction du nombre d'utilisateurs à desservir au moment de la pointe et en supposant ce débit uniformément réparti le long de la rue.

En effet, on appelle Q le débit ainsi distribué le long d'une conduite AB de longueur L , en admettant ainsi qu'il doit d'une part distribuer un débit uniforme sur son parcours et d'autre part assurer un débit P à son extrémité.



Par ailleurs, on calcule le débit de la conduite par la formule suivante :

$$q = P + 0.55 Q \quad (4.1)$$

Avec :

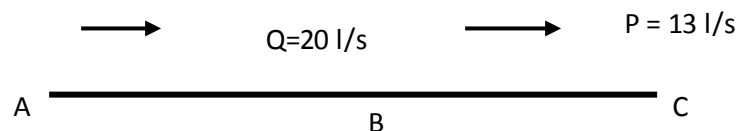
q : Débit du tronçon.

P : Débit aval.

Q : Débit en route.

Exemple d'application

Le tronçon ABC , qui est alimenté dans la direction AC , offre des services en route avec des débits demandés : $Q=20$ l/s et $P=13$ l/s et sont, respectivement les besoins des tronçons AB et BC . Quels sont les débits proposés pour calculer les tronçons AB et BC ?



Le tronçon AB : $q = P + 0.55 Q = 13 + 0.55 * 20 = 24$ l/s

Le tronçon BC : $q = P + 0.55 Q = 0 + 0.55 * 13 = 7.15$ l/s

Donc les tronçons AB et BC seront dimensionnés respectivement avec les débits 24 l/s et 7,5 l/s au lieu des débits 33 l/s et 13 l/s

Il existe trois méthodes pour la détermination de ce débit :

a) Méthode des longueurs

$$q_{sp} = \frac{Qp}{\sum Lg} \quad (4.2)$$

Avec :

q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml) ;

Qp : Débit de pointe (l/s) ;

$\sum Lg$: Somme des longueurs géométriques du réseau.

Donc, pour estimer le débit qui représente les besoins des tronçons il suffit d'appliquer la relation (4.3) :

$$Qr = q_{sp} L_{i,Troncon} \quad (4.3)$$

b) Méthode des surfaces

Le débit spécifique est donné par :

$$q_{sp} = \frac{Qp}{At} \quad (4.4)$$

At : Surface totale du réseau (ha).

Donc, pour estimer le débit qui représente les besoins des tronçons raccordés au nœud i il suffit d'appliquer la relation (4.5) :

$$Qni = q_{sp} Ai \quad (4.5)$$

Ai : surface corresponde au Nœud i, (ha).

c) Méthode en fonction de la population

Le débit spécifique est donnée par :

$$q_{sp} = \frac{Qp}{Pt} \quad (4.6)$$

Pt : Population totale de l'agglomération (Habitants).

Donc: le débit en route et qui représente les besoins de la population raccordée au tronçon i sera :

$$Qtr = q_{sp} P_{tr.i} \quad (4.7)$$

$P_{tr.i}$: Population raccordée au tronçon i

4.7.2 Etapes de calcul des réseaux

La détermination des débits sortant à chaque nœud nous permet de fixer les débits de chaque tronçon (de l'aval vers l'amont).

Connaissant la cote du terrain naturel et la pression dynamique à observer à chaque nœud
Nous pouvons fixer la cote piézométrique minimale de chaque nœud

Chaque tronçon est défini par:

- Son débit
- Son diamètre
- Sa longueur
- Sa cote de charge amont

Il convient alors de rechercher de l'amont vers l'aval les diamètres de chaque tronçon par tests successifs afin que les contraintes de pression et vitesse soient respectées.

Les diamètres seront déterminés selon la relation :

$$D = 1,27 \cdot Q^{0,5} \quad (4.8)$$

Généralement les étapes de calcul d'un réseau ramifié sont :

- 1- Estimation du débit de pointe de l'ensemble de l'agglomération (population et équipement)
- 2- calcul des besoins des tronçons Q_{tr}

a) Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_p / \Sigma L_g \quad (l/s/ml) \quad \text{ou bien} \quad q_{sp} = Q_p / N_p \quad (l/s/hab)$$

ΣL_g : Somme des longueurs géométriques du réseau de distribution (m)

N_p : Taille de la population à desservir

b) Besoins des tronçons

$$Q_{tr} = q_{sp} \cdot L_g \quad \text{ou bien} \quad Q_{tr} = q_{sp} \cdot N_{ptr} \quad (l/s)$$

3- Calcul des besoins en route en fonction de la configuration du réseau et qui seront utilisés pour le calcul des diamètres des canalisations

4- Détermination du diamètre pour chaque tronçon (pour une vitesse moyenne $v=1$ m/s, c'est-à-dire :

$$D = \left(\frac{4Q}{v\pi} \right)^{1/2}$$

Ou bien selon la relation (4.8). $D = 1,27 \cdot Q^{0,5}$

5- Un diamètre normalisé sera adopté conformément au tableau 4.2

6- Vérification de la vitesse moyenne de l'écoulement selon la relation :

$$V = Q/S \quad \text{ce qui donne} \quad : v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Il faut que cette vitesse soit comprise entre 0,5 et 1,5 m/s

7- Elaboration d'un tableau de calcul appelé Tableau de calcul hydraulique (voir tableau 4.4).

Pour chaque diamètre choisi le calcul comporte sur le calcul du gradient hydraulique J , soit selon la relation de **Darcy** (4.9) ou bien celle de **Hazen-Williams** (4.10).

$$J = \frac{fv^2}{2gD} = 8 \frac{fQ^2}{\pi^2 gD^5} \quad (4.9)$$

$$J = 10,675 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,75}} \quad (4.10)$$

Le coefficient de frottement f sera déterminé avec une excellente précision selon la relation de **Achour et al (2002)**

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{4,5}{Re} \text{Log} \frac{Re}{6,97} \right) \quad (4.11)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,5}{Re^{0,9}} \right) \quad (4.12)$$

Dans les quelles :

D : Diametre du troncon (m) ;

ε : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite (m) ;

Re : Nombre de Reynolds donné par :

$$Re = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (4.13)$$

Q : Débit véhiculé par chaque tronçon (m^3/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau ($\nu=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

C_{HW} : Coefficient de **Hazen-Williams** qu'on choisit à partir de tableaux comme le tableau 4.3 a titre indicatif.

Tableau 4.3 : Valeur du coefficient de Hazen-Williams C_{HW}

Materialial	C_{HW} factor		
Asbestos Cement	-	140÷150	140
Brass	-	120÷150	-
Black steel (dry systems)	130	100	100
Black steel (wet systems)	130	120	120
Cast iron - New unlined	130	120÷130	100
Cast iron - 10 years old	100	105÷75	-
Cast iron - 15 years old	100	100÷60	-
Cast iron - 20 years old	80	95÷55	-
Cast iron - 30 years old	80	85÷45	-
Cast iron - 50 years old	80	75÷40	-
Cast iron - Bitumen-lined	-	140	-
Cast iron - Cement-lined	140	140	140
Concrete	120	85÷150	140
Copper	-	120÷150	150
Fibre glass pipe	-	150÷160	-
Fire hose (rubber)	-	135	-
Galvanized steel	-	120	120
Lead	-	130÷150	-
Polyethylene	-	150	-
PVC and plastic pipe	150	150	150
Stainless steel	-	150	150
Steel new and unlined	-	140÷150	-
Steel, welded and seamless	130	100	-
Vitrified clays	-	110	-
Wood	120	-	-
Clay, new riveted steel	110	-	

Les gradients hydrauliques pour les conduites en PEHD peuvent être tirés des tableaux en annexes (**Tables de Bedjaoui (2005)**).

8- La perte de charge totale ΔHt le long de chaque tronçon sera donnée par :

$$\Delta Ht = \Delta HL + \Delta Hs \quad (4.14)$$

ΔHL : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta HL = JL \tag{4.15}$$

ΔHs : Perte de charge due à la présence des singularités (Coudes, Tés, ou toutes autres pièces spéciales), si on n'arrive pas à la calculer il vaut mieux l'estimer de 10 à 15 % de la perte linéaire selon l'importance des pièces spéciales présentes dans le réseau.

$$\Delta Hs = (10 - 15)\% \Delta HL$$

9- Détermination des pressions aux sols (P_s : Pressions aux nœuds) :

$$P_s = CP - C_{TN} \tag{4.16}$$

C_{TN} : Cote du terrain naturel (Début et Fin du tronçon)

$CP = CP_{Am}$: Cotes piézométriques Amont (début du tronçon)

$CP = CP_{Av}$: Cotes piézométriques aval (Fin du tronçon)

$$CP_{Av} = CP_{Am} - \Delta Ht \tag{4.17}$$

Tableau 4.4 : Tableau de calcul hydraulique (cas d'un réseau ramifié)

Tronçons	Q (m³/s)	cotes TN		L (m)	D _{cal} (m)	DN (m)	v (m/s)	f	J	ΔHt (m)	CP (m)		PS (m.c.e)	
		Am	AV								Am	AV		

Remarque :

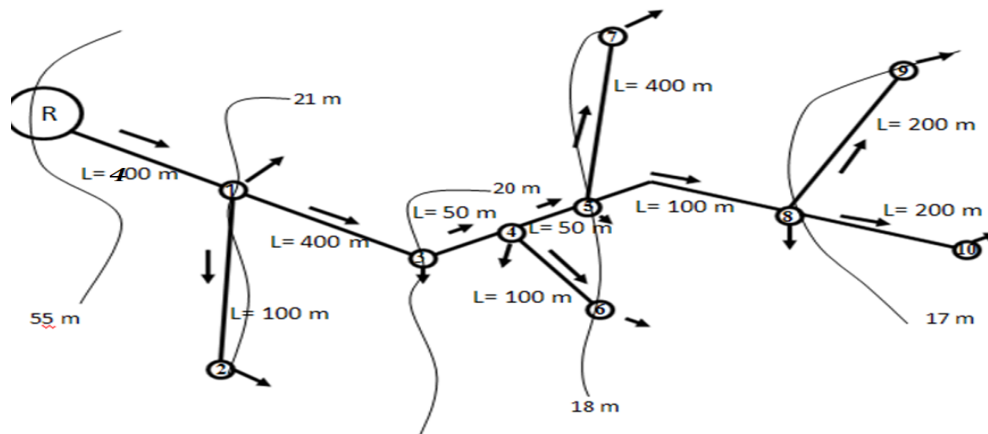
Un bon calcul est justifié si :

$$(0,5 \leq V \leq 1,5) \text{ (m/s)}$$

$$(10 \leq P_s \leq 40) \text{ (m.c.e)}$$

4.7.4. Exemple d'application

Soit le réseau de distribution représenté par la figure ci-dessous et qui alimente une agglomération urbaine par un débit de 40 l/s à partir d'un réservoir placé à la cote 55m, on demande de calculer ce réseau et l'équiper avec des conduites dont la rugosité absolue est $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$, voir figure ci-après.



1-Cas de fonctionnement normal

a) Calcul des besoins des tronçons

Les débits des tronçons (besoins) seront calculés selon la relation (4.3), c'est-à-dire : $Q_{tr} = q_{sp} \cdot L_{g_{tr}}$ avec $q_{sp} = Q_p / \sum L_g = 40 / 2000 = 0,02 \text{ l/s/ml}$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 4.5

Tableau 4.5 : Valeurs des débits des tronçons

Tronçons	L (m)	Q tronçon (l/s)
1-R	400	8
1-2	100	2
1-3	400	8
3-4	50	1
4-5	50	1
4-6	100	2
5-7	400	8
5-8	100	2
8-9	200	4
8-10	200	4
Total	2000	40l/s

b) Calcul des débits en routes (tronçons présentant un service en route (voir tableau 4.5).

Les débits en route avec les quels seront dimensionner les conduites sont calculés à partir de relation (4.1) : $q = P + 0.55 Q$

Tableau 4.6 : Valeurs des débits en route

Tronçons	Q tr (l/s)	P (l/s)	Q route (l/s) P+0,55Q
8-10	4	0	2,2
8-9	4	0	2,2
5-8	2	8	9,1
5-7	8	0	4,4
5-6	2	0	1,1
4-5	1	18	18,55
3-4	1	21	21,55
1-3	8	22	26,4
1-2	2	0	1,1
R-1	8	32	36,4
Total	40		

Les débits mentionnés dans le tableau précédent seront utilisés pour dimensionner le réseau de distribution (voir tableau 4.7).

Tableau 4.7 : Tableau de calcul hydraulique du réseau : Cas de fonctionnement normal

Tronçons	Q (m3/s)	D (m)	DN (m)	L (m)	v (m/s)	J	ΔHt (m)	CTN		C.P (m)		P.S (m.c.e)	
R-1	0,0364	0,2423	0,1808	400	1,42	0,0087	4,80	55	21	55,00	50,20	0,00	29,20
1-2	0,0011	0,0421	0,0455	100	0,68	0,0123	1,65	21	21	50,20	48,55	29,20	27,55
1-3	0,0264	0,2064	0,1808	400	1,03	0,0048	2,57	21	20	50,20	47,63	29,20	27,63
3-4	0,02155	0,1864	0,1808	50	0,84	0,0033	0,22	20	19	47,63	47,41	27,63	28,41
4-5	0,01855	0,1730	0,1808	50	0,72	0,0025	0,16	19	18	47,41	47,25	28,41	29,25
4-6	0,0011	0,0421	0,0570	100	0,43	0,0042	0,52	19	18	47,41	46,89	28,41	28,89
5-7	0,0044	0,0842	0,0814	400	0,85	0,0089	4,80	18	18	47,25	42,45	29,25	24,45
5-8	0,0091	0,1212	0,1130	100	0,91	0,0068	0,91	18	17	47,25	46,34	29,25	29,34
8-9	0,0022	0,0596	0,0570	200	0,86	0,0143	3,94	17	17	46,34	42,40	29,34	25,40
8-10	0,0022	0,0596	0,0570	200	0,86	0,0143	3,94	17	17	46,34	42,40	29,34	25,40

CTN : Cotes Terrain Naturel : mNGA)

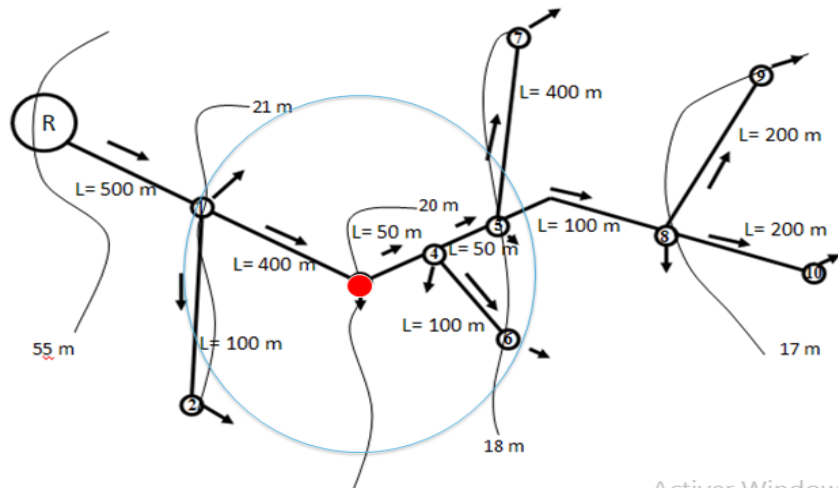
C.P : Cotes Piézométriques (m)

P.S : Pressions aux sols (Nœuds) (mce)

- La vitesse 0,43 m/s est acceptable vue que la vitesse de sédimentation des particules est de 0,30 m/s
- Les pressions obtenues sont comprises entre 10 et 40 m.c.e

2- Calcul du réseau: Cas d'incendie

Pour le cas de fonctionnement en cas d'incendie, un poteau d'incendie est prévu et placé dans le nœud 3 dominant ainsi une zone importante et le débit d'incendie est 17 l/s.



Position du poteau d'incendie (Nœud 3)

Les mêmes étapes de calculs décrites pour le cas du fonctionnement normal seront respecté pour le présent cas . le débit avec lequel sera dimensionner la conduite de distribution principale devient ($Q= 40+17 = 57$ l/s).

$$q_{sp} = 57/2000 = 0,02 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux 4.8 et 4.9

Tableau 4.8 : Débits en route Qr (l/s).

Tronçons	Q tr (l/s)	P (l/s)	Qtrn (l/s) P+0,55Q
8-10	4	0	2,2
8-9	4	0	2,2
5-8	2	8	9,1
5-7	8	0	4,4
5-6	2	0	1,1
4-5	1	18	18,55
3-4	1	21	21,55
1-3	8	22	26,4+17
1-2	2	0	1,1
R-1	8	32	36,4 +17
Total	40		

Tableau 4.9 : Tableau de calcul hydraulique : Cas d'incendie

Tronçons	Q (m ³ /s)	D (m)	DN (m)	L (m)	v (m/s)	J	ΔH_t =JL (m)	CTN		C.P (m)		P.S (m.c.e)	
R-1	0,0534	0,2423	0,1808	400	2,08	0,0177	7,77	55	21	55,00	47,23	0,00	26,23
1-2	0,0011	0,0421	0,0455	100	0,68	0,0123	1,35	21	21	47,23	45,88	26,23	24,88
1-3	0,0434	0,2064	0,1808	400	1,69	0,0120	5,30	21	20	47,23	41,93	26,23	21,93
3-4	0,02155	0,1864	0,1808	50	0,84	0,0033	0,18	20	19	41,93	41,75	21,93	22,75
4-5	0,01855	0,1730	0,1808	50	0,72	0,0025	0,14	19	18	41,75	41,61	22,75	23,61
4-6	0,0011	0,0421	0,0570	100	0,43	0,0042	0,46	19	18	41,75	41,29	22,75	23,29
5-7	0,0044	0,0842	0,0814	400	0,85	0,0089	3,92	18	18	41,61	37,68	23,61	19,68
5-8	0,0091	0,1212	0,1130	100	0,91	0,0068	0,75	18	17	41,61	40,86	23,61	23,86
8-9	0,0022	0,0596	0,0570	200	0,86	0,0143	3,15	17	17	40,86	37,71	23,86	20,71
8-10	0,0022	0,0596	0,0570	200	0,86	0,0143	3,15	17	17	40,86	37,71	23,86	20,71

Remarque :

Pour le cas d'incendie, une vitesse de 2,08 m/s est acceptable malgré qu'elle dépasse 1,5 m/s. les pressions obtenues sont acceptables

4-7-4 Calcul d'un 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 (Figure 4.7).

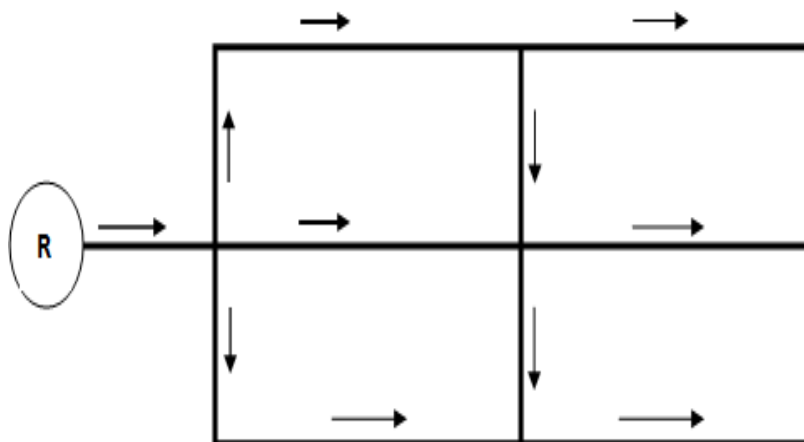


Figure 4.7 : Schéma d'un réseau maillé.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants:

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

N.B :

Le calcul d'un réseau maillé est basé sur la méthode de Hardy-Cross

a) Principe de la méthode de HARDY CROSS

Cette méthode repose sur deux lois ou principes (équivalentes aux lois de **Kirchoff** en électricité) :

- Première loi ou (loi de conservation de la masse) : 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 (figure 4.8):

$$\sum Q_e = \sum Q_s$$

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

$$Q_A = q_1 + q_6$$

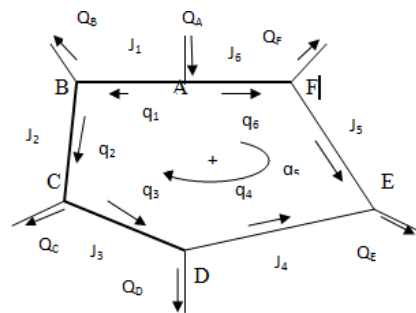


Figure 4.8 : Représentation d'une maille

- Deuxième loi ou loi de conservation de l'énergie, qui stipule que : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_{ti} = 0 \quad (4.18)$$

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.

$$\Delta H_{t6} + \Delta H_{t5} - \Delta H_{t1} - \Delta H_{t2} - \Delta H_{t3} - \Delta H_{t4} = 0$$

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 selon le sens des aiguilles d'une montre, 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 corriger la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la **deuxième loi**.

La correction se fait par l'erreur Δq commise dans chaque maille est qui est donnée selon la relation (4.18).

En se référant au schéma de la Figure 4.9, L'évaluation de cette erreur se fait de la manière suivante :

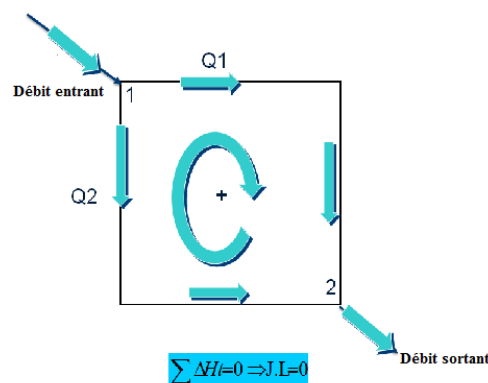


Figure 4.9 : Maille

Soit Q_1 le débit allant du nœud 1 vers le nœud 2 et qui est juste à une erreur $+\Delta q$

Soit Q_2 le débit allant du nœud 1 vers le nœud 2 et qui est juste à une erreur $-\Delta q$

La perte de charge engendrée par le débit Q_1 est :

$$\Delta H_1 = J_1 \cdot L_1 = \frac{f v_1^2}{2g D_1} L_1 = 8 \frac{f Q_1^2}{\pi^2 g D_1^5} J_2 \cdot L_1 = r_1 \cdot Q_1^2 \quad (4.19)$$

La perte de charge engendrée par le débit Q_2 est :

$$\Delta H_2 = J_2 \cdot L_2 = \frac{f v_2^2}{2g D_2} L_2 = r_2 \cdot Q_2^2 \quad (4.20)$$

Supposons que le débit final selon le sens 1 une fois l'équilibre est atteint est

$$Q_1' = Q_1 + \Delta q \quad (4.21)$$

Supposons que le débit final selon le sens 2 une fois l'équilibre est atteint est :

$$Q_2' = Q_2 + \Delta q \quad (4.22)$$

$$\Delta H_1' = r_1 \cdot Q_1'^2 \quad (4.23)$$

Les pertes de charge engendrées par les débits Q_1' et Q_2' sont :

$$\Delta H_1' = r_1 \cdot Q_1'^2 \quad (4.24)$$

$$\Delta H_2' = r_2 \cdot Q_2'^2 \quad (4.25)$$

A l'équilibre, les pertes de charge s'égalisent :

$$\Delta H_1' = r_1 \cdot Q_1'^2 = \Delta H_2' = r_2 \cdot Q_2'^2 \quad (4.26)$$

C'est-à-dire que :

$$\Delta H_1' - \Delta H_2' = 0 \quad (4.27)$$

Substituant les relations (4.21), (4.22), (4.24) et (4.25) dans les relations (4.27), il en suit que :

$$\Delta H_1' - \Delta H_2' = r_1 \cdot Q_1'^2 - r_2 \cdot Q_2'^2 = 0 \quad (4.28)$$

(4.28) devient :

$$\Delta H_1' - \Delta H_2' = r_1 \cdot (Q_1 + \Delta q)^2 - r_2 \cdot (Q_2 + \Delta q)^2 = 0 \quad (4.29)$$

Après développement on obtient :

$$\begin{aligned} r_1(Q + \Delta q)^2 - r_2(Q - \Delta q)^2 &= 0 \Rightarrow \\ r_1 Q^2 + 2r_1 \Delta q \cdot Q + r_1 \Delta q^2 - r_2 Q^2 + 2r_2 \Delta q \cdot Q - r_2 \Delta q^2 &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{Comme : } \Delta H_1 = r_1 \cdot Q_1^2 \quad \Delta H_2 = r_2 \cdot Q_2^2 \quad \Delta q^2 \approx 0$$

$$\begin{aligned} r_1 Q^2 + 2r_1 \Delta q \cdot Q + r_1 \Delta q^2 - r_2 Q^2 + 2r_2 \Delta q \cdot Q - r_2 \Delta q^2 &= \\ \Delta H_1 + 2r_1 \Delta q \cdot Q - \Delta H_2 + 2r_2 \Delta q \cdot Q &= 0 \\ \Rightarrow \Delta H_1 - \Delta H_2 + 2\Delta q(r_1 Q + r_2 \cdot Q) &= 0 \\ \Delta q = -\frac{\Delta H_1 - \Delta H_2}{2(r_1 \cdot Q + r_2 \cdot Q)} = -\frac{\Delta H_1 - \Delta H_2}{2\left(\frac{\Delta H_1}{Q} + \frac{\Delta H_2}{Q}\right)} = -\frac{\sum \Delta H}{2 \sum \frac{\Delta H}{Q}} \end{aligned}$$

Donc, la relation donnant l'erreur commise lors de la répartition des débits est donnée par la relation (4.30) et connue sous le nom de la relation de **Fair**.

$$\Delta q = -\frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}} \quad (4.30)$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types :

- Correction propre à la maille considérée avec le signe Δq .
- Correction propre à la maille adjacente avec le signe opposé de Δq

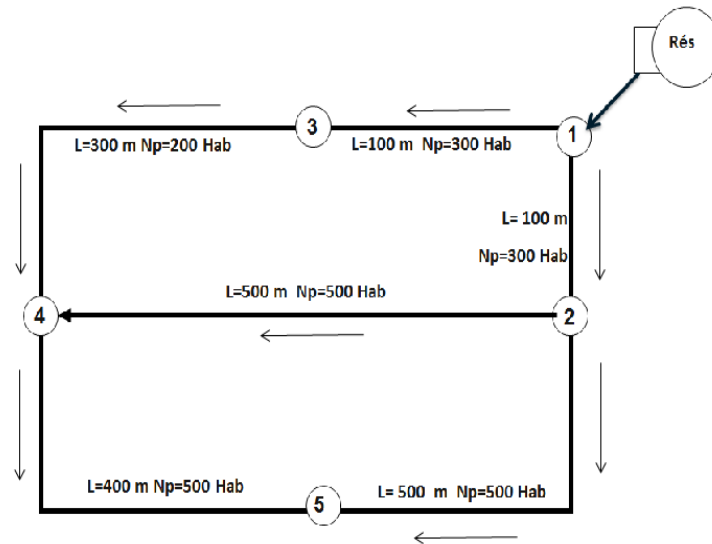
b) Etapes de calcul d'un réseau maillé

Les étapes préconisées pour le calcul d'un réseau maillé sont :

- Sur un plan de masse on trace le réseau de distribution ;
- On choisit des mailles telle que la surface minimale d'une maille soit 1 ha ;
- Le diamètre minimal dans une maille est 80 mm ;
- On calcul les besoins des tronçons ;
- On calcul les débits nœudaux ;
- Les débits représentant les besoins (domestiques et des équipements) seront fixés au niveau de chaque nœud ;
- On choisit une distribution arbitraire des débits le long des tronçons ;
- On calcul les diamètres des tronçons en fonction des débits distribués ;
- On élabore un tableau de calcul hydraulique en se basant sur la méthode de Hardy-cross, comme on peut utiliser de logiciels ou programmes comme LOOP, FASTER, HYDRAU EAU, Epanet , water CAD, porteau, worteau etc...

4.7.5. Exemple d'application

Soit à dimensionner un réseau de distribution de type maillé alimentant une agglomération urbaine à partir d'un réservoir par un débit de pointe de 30 l/s (voir figure). On donne: $\varepsilon = 0,1$ mm et $\nu = 10^{-6}$ m²/s.



Les données du réseau sont portées dans le tableau ci-après:

Tronçons	Population	L (m)
R-1	500	500
1-2	300	100
1-3	400	400
3-4	300	200
2-4	500	500
2-5	500	500
5-4	500	400
Total	3000	2600

1- Calcul des besoins des tronçons

$$Q_{tr} = q_{sp} \cdot N_{p_{tr}} \quad q_{sp} = \frac{Q_p}{N_p} = \frac{15}{3000} = 0.005 \text{ l/s/ha}$$

Les besoins des tronçons (l/s) sont portés dans le tableau suivant :

Tronçons	Population	Qtr (l/s)
R-1	500	2,5
1- 2	300	1,5
1- 3	400	2
2- 4	300	1,5
3- 4	500	2,5
2- 5	500	2,5
4- 5	500	2,5
Total	3000	15

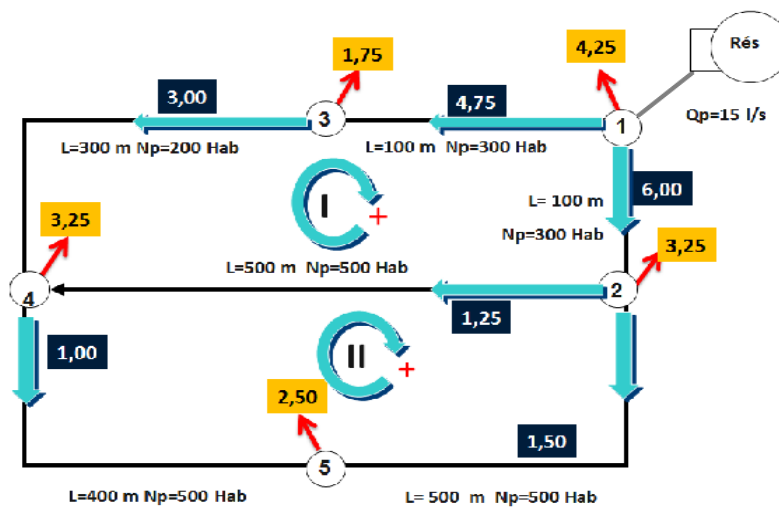
2- Evaluation des débits nœudaux

Le besoin d'un nœud est égal à la somme des moitiés des débits des tronçons raccordés à ce nœud, comme s'est indiqué par le tableau ci-après :

Nœuds	Tronçons Rattachés aux Nœuds	Besoins du nœud l/s	Qn (l/s)
1	R-1; 1-2, 1-3	$2,5+(1,5+2)/2=4,25$	4,25
2	1-2 , 2-4, 2-5	$(1,5+2,5+2,5)/2=3,25$	3,25
3	1-3 ; 3-4	$(2+1,5)/2=1,75$	1,75
4	3-4, 4-5 ; 4-2	$(1,5+2,5+2,5)/2=3,25$	3,25
5	5-2; 5-4	$(2,5+2,5)/2=2,5$	2,5
Total			15

Le besoin d'un nœud est égal à la somme des moitiés des débits des tronçons raccordés à ce nœud.

Selon le schéma de figure ci-après sont proposés les débits de la première répartition :



Les débits en route seront utilisés pour le calcul du réseau maillé conformément au tableau ci-après :

Tableau de calcul hydraulique du réseau maillé par la méthode de Hardy-cross: Cas de fonctionnement normal (première itération)

M,P	M.A	Tronçons		Sens d'écoulement	L(m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	J	ΔHt (m)	ΔH/Q	C.M.P	C.M.A	Q cor (l/s)
		R	1		500	15	0,1446	0,91	0,00608	3,04	202,79	0,00	0,0000	
I	2	1	2	1	300	6	0,1446	0,37	0,00109	0,33	54,51	1,3958	0,0000	7,396
		1	3	-1	400	4,75	0,0814	0,91	0,01244	-4,98	1047,44	1,3958	0,0000	-3,354
		3	4	-1	300	3	0,0814	0,58	0,00523	-1,57	522,97	1,3958	0,0000	-1,604
		2	4	1	500	1,25	0,0814	0,24	0,00104	0,52	415,89	1,3958	0,0829	2,729
	Somme										-5,70	2040,81	ΔQ1=	1,39
II	1	2	4	-1	500	1,25	0,0678	0,35	0,00256	-1,28	1023,47	-0,0829	-1,3958	-2,729
		2	5	1	500	1,5	0,057	0,59	0,00851	4,26	2837,41	-0,0829	0,00	1,417
	3	5	4	-1	500	1	0,057	0,39	0,00401	-2,00	2004,16	-0,0829	0,00	-1,083
	Somme										0,97	5865,03	ΔQ2=	-0,0829

Tableau de calcul hydraulique du réseau maillé par la méthode de Hardy-cross: Cas de fonctionnement normal (Quatrième itération)

M,P	M.A	Tronçons		Sens d'écoulement	L(m)	Q(l/s)	D(mm)	V (m/s)	J	ΔHt (m)	ΔH/Q	C.M.P	C.M.A	Qcor (l/s)
		R	1		500	15	0,1446	0,91	0,00608	3,04	202,79	0,00	0,0000	
I	2	1	2	1	300	7,621	0,1446	0,46	0,00170	0,51	66,91	0,0289	0,0000	7,650
		1	3	-1	400	3,129	0,0814	0,60	0,00566	-2,26	723,43	0,0289	0,0000	-3,100
		3	4	-1	300	1,379	0,0814	0,27	0,00124	-0,37	270,53	0,0289	0,0000	-1,350
		2	4	1	500	2,613	0,0814	0,50	0,00404	2,02	773,30	0,0289	-0,0358	2,607
	Somme										-0,11	1834,17	ΔQ1=	0,0289
II	1	2	4	-1	500	2,613	0,0678	0,72	0,01010	-5,05	1932,24	0,0358	-0,0289	-2,607
		2	5	1	500	1,757	0,057	0,69	0,01146	5,73	3259,16	0,0358	0,00	1,793
		5	4	-1	500	0,743	0,057	0,29	0,00232	-1,16	1563,27	0,0358	0,00	-0,707
	Somme										0,48	6754,67	ΔQ2=	0,0358

Remarque:

On peut ne pas continuer les calculs pour une approximation car les erreurs commises sur la première répartition des débits sont Presque nuls.

De même, comme pour le réseau ramifié, le réseau maillé doit être vérifié pour le cas d'incendie. Il s'agit de refaire le calcul du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un le débit 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.

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).

4.8.Conclusion

En pratique nous avons trois types de réseaux: (ramifiés, maillés ou mixtes)

Généralement on utilise le débit de pointe pour le calcul des réseaux de distribution, un bon calcul mène à des vitesses d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s et à des pressions dans le réseau entre 10 et 40 m.c.e. Les conduites utilisées actuellement sont celles du PVC , le PEHD et le PRV (parfois).

En résumé, un réseau de distribution d'eau potable de type (maillé ou ramifié) est un système de distribution d'eau qui utilise des conduites souterraines en forme de mailles ou ramifications pour alimenter différentes zones. Le réseau maillé est couramment utilisé en raison de ses avantages, tels que la souplesse, la légèreté et la non-corrosivité des conduites en plastique. Le dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable de type maillé est un processus complexe qui prend en compte plusieurs critères et utilise des méthodes de dimensionnement avancées pour assurer un approvisionnement d'eau potable adéquat et fiable pour les utilisateurs.

Chapitre 5. L'adduction des eaux

5.1 Définition

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs.

L'adduction est constituée :

- De la source (rivière, plan d'eau, nappe), à partir de laquelle on pompe l'eau ;
- Du réseau de transport (canal, canalisations) ;
- Du stockage (bassin, château d'eau) ;
- Enfin du réseau de distribution qui amène l'eau aux consommateurs (robinet, fontaine, etc.)

5.2 Etude du tracé

Tracés « obligés »

- Les tracés « obligatoires » sont imposés par la nécessité de suivre le tracé du réseau de la voirie ou des accotements des routes.

- Dans le cas contraire, limiter le passage par des terrains privés (pour minimiser l'expropriation)

Transports intermédiaires

Exemple : Station de pompage - Réservoir

- L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé (en fonction de l'altitude des zones à desservir)

- Le tracé à adopter doit :

- Etre le plus court possible pour réduire les frais de premier établissement
- Eviter la multiplicité des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivières, de canaux ou de routes importantes,...)
- Eviter la traversée de propriétés privées nécessitant des expropriations.
- Suivre les voies publiques qui présentent les avantages suivants :

- * Travaux de terrassement et d'approvisionnement de tuyaux souvent moins onéreux
- * Accès facile aux regards contenant les appareils de robinetterie et aux canalisations pour les réparations.

5-3 Types d'adduction

Il y a deux types d'adduction

1- **L'adduction gravitaire**, où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du château d'eau (Figure 5.1).

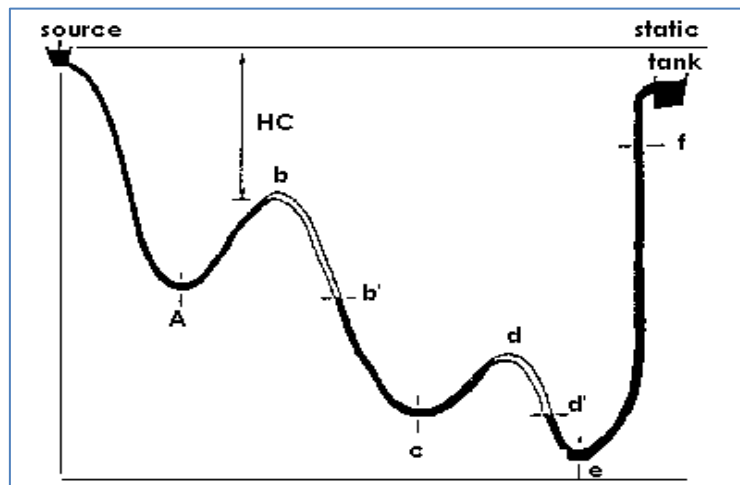


Figure 5.1 : Adduction gravitaire

2- **L'adduction par refoulement** : où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage (figures 5.2 et 5.3).

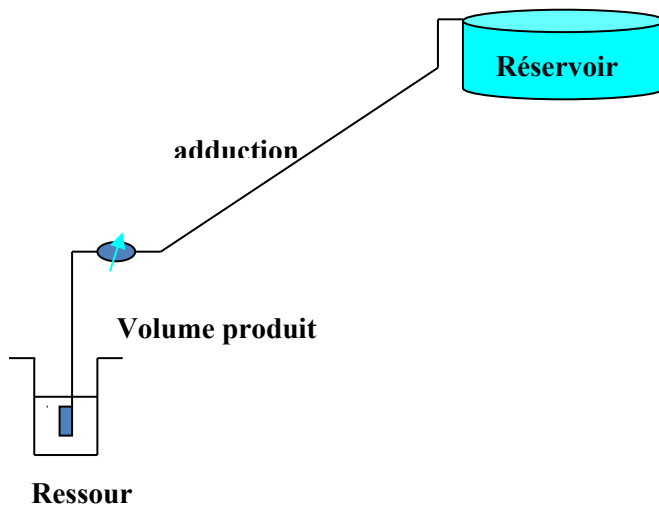
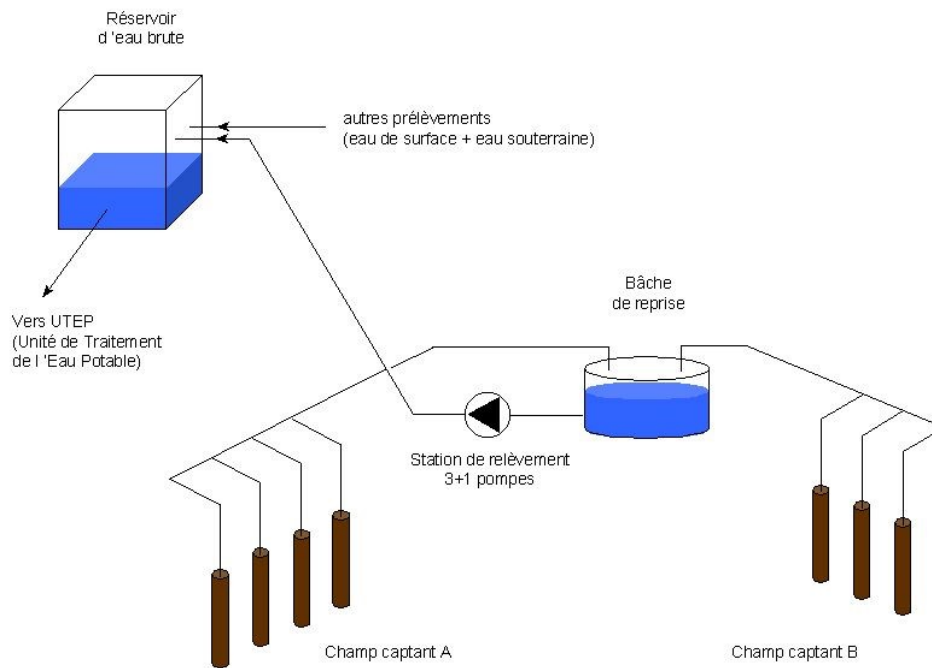


Figure 5.2 : Adduction par refoulement : (source un forage)



**Figure 5.3 : Adduction par refoulement
(Source un champ captant)**

L'adduction par refoulement exige la présence d'une ou de plusieurs pompes.

5.4 Calcul d'une adduction gravitaire

En ce qui concerne les conduites d'adduction gravitaire, le diamètre doit être déterminé en fonction de la charge disponible la différence entre le niveau d'eau à l'amant et celui de Laval et du débit d'eau demandé. Il faut quand même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0,50 mètre par seconde et 1,5 mètre par seconde

En effet, une vitesse inférieure à 0,50 m par seconde favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficile à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de Béliet croît, cavitation et bruits possibles, de plus risques de fuites,...

5.4.1 Rappels d'hydraulique

Rappelons que la charge hydraulique (m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par (Figure 5.4):

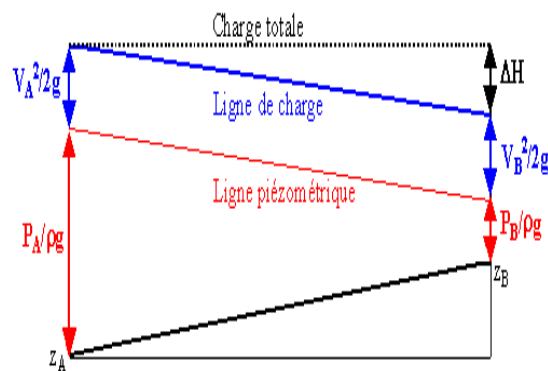


Figure 5.4 : Théorème de Bernoulli entre deux sections

La charge totale s'écrit selon la relation (5.1) par :

$$H = \alpha \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \quad (5.1)$$

Dans la quelle :

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite égal débit/ section (m^3/s) ;

P : Pression moyenne dans la conduite en Pascal

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;

Z : Côte moyenne de la conduite (m) ;

ρ : Masse volumique de l'eau ($\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$) ;

α : Coefficient dû au non homogénéité des vitesses dans la section égal 1,05, nous le prendrons, dans la suite, égal à 1.

Soit H_1 la charge hydraulique dans la section S_1 et H_2 dans la section S_2 , le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permis d'écrire:

$$H_1 = H_2 + \Delta H \quad (5.2)$$

Où :

ΔH : Représente la perte de charge totale entre la section S_1 et S_2 . Ces pertes de charge sont en réalité de 2 types :

1- Perte de charge linéaire : Répartie sur toute la longueur de la conduite: dues aux frottements visqueux, turbulents n et contre les parois des conduites.

a) Selon Darcy (1875):

La perte de charge linéaire s'exprime par :

$$\Delta H_L = JL = \frac{fv^2}{2gD} L = 8 \frac{fQ^2}{\pi^2 gD^5} L \quad (5.3)$$

Avec :

J : Gradient hydraulique ;

L : Longueur de la conduite (m).

f : Coefficient de frottement . Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds, ce coefficient s'exprime par plusieurs relations comme :

La relation de **Achour et al (2002)**

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{4,5}{Re} \text{Log} \frac{Re}{6,97} \right) \quad (5.4)$$

La relation de **Swamme-Jaain (1976)**

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,5}{Re^{0,9}} \right) \quad (5.5)$$

Dans les quelles :

D : Diametre du troncon (m) ;

ε : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite (m) ;

Re : Nombre de Reynolds donné par :

$$Re = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (5.6)$$

Q : Débit véhiculé par chaque tronçon (m³/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau ($\nu=10^{-6}$ m²/s)

b) Selon Hazen -Williams (1906).

Le gradient hydraulique peut être calculé par la relation de *Hazen-Williams* (1906) qui est donnée par :

$$J = 10,675 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,75}} \quad (5.7)$$

C_{HW} : Coefficient de *Hazen-Williams* qu'on choisit à partir de tableaux (Voir tableau 4.5 du chapitre 4).

La perte de charge linéaire se présente sous la forme :

De la relation (5.7), peut se

$$\Delta H_L = JL = 10,675 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,75}} L = KQ^{1,852} \quad (5.8)$$

Remarque

Pour un calcul rapide du coefficient de frottement f on recommande le diagramme de Moody-Stanton (1944) et on note que le résultat n'est pas précis comparé aux formules citées ci avant (figure 5.5).

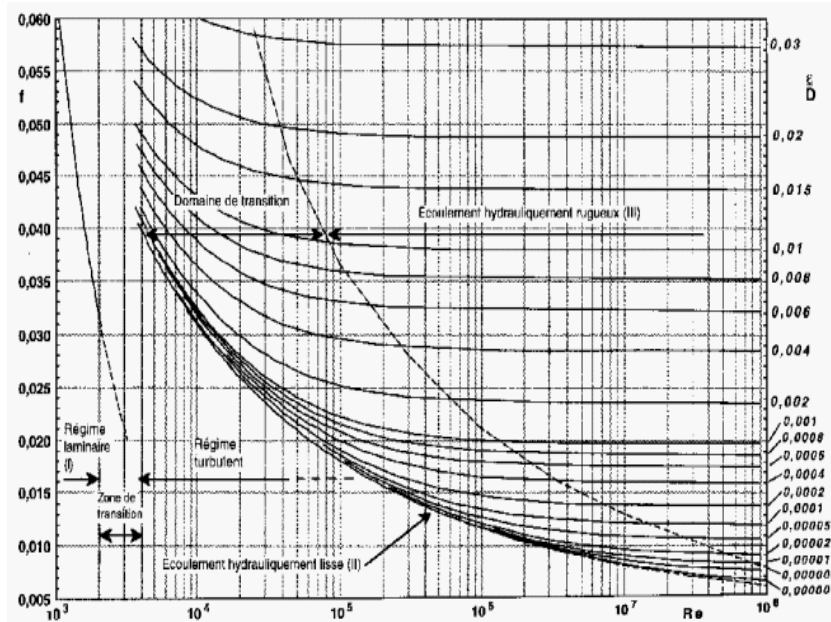


Figure 5.5 : Diagramme de Moody-Stanton (1944)

2- Pertes de charge singulières ou locales

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placés le long de la canalisation. Les singularités rencontrés sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissement rétrécissement virgule diaphragme...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, Vannes,...). Ces singularités se comportent comme «des ouvrages courts» et provoquant des pertes de charges locales.

La perte de charge locale notée ΔH_S provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme:

$$\Delta H_S = k \frac{v^2}{2g} \tag{5.9}$$

Où :

k est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

Nous renvoyons le lecteur au cours d'hydraulique générale ou à la bibliographie pour les valeurs de ce coefficient pour les singularités les plus rencontrés (Manuel d'hydraulique générale, **A. Lancastre** ou Hydraulique générale et appliquée de **M.Carlier**).

5.4.2 Caractéristiques hydraulique d'une conduite en charge

La plupart des conduites industrielles se situe, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge f devient indépendante du nombre de Reynolds.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3,7D} \right) \tag{5.10}$$

Le gradient unitaire ($L=1\text{m}$) s'écrit sous la forme :

$$J = \left(\frac{\Delta H}{L} \right) = 8 \frac{f Q^2}{\pi^2 g D^5 L} = r Q^2 \tag{5.11}$$

r : Résistance de la conduite

La courbe J en fonction de Q^2 fournit donc la caractéristique de cette conduite comme s'est indiqué par la (figure 5.6) :

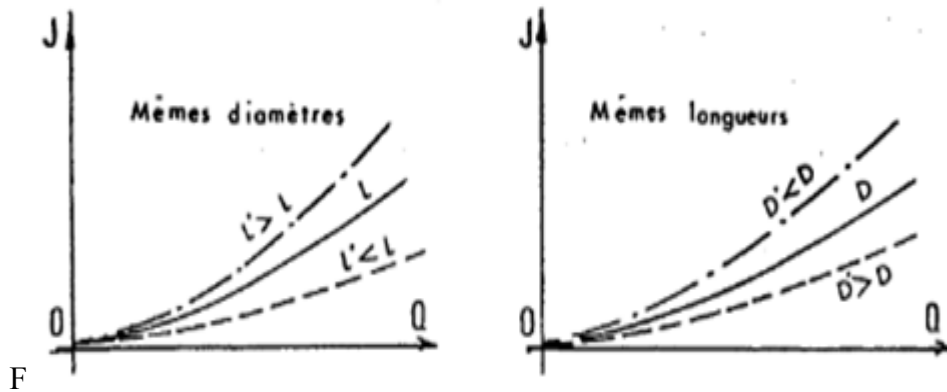


Figure 5.6 : Courbe caractéristique d'une conduite

a) Conduites en série

Les conduites en série sont traversées par le même débit. La perte de charge totale étant la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

$$Q_1=Q_2=Q_3\dots\dots\dots=Q_n \tag{5.12}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_1+\Delta H_2 +\Delta H_3+\dots\dots\dots \tag{5.13}$$

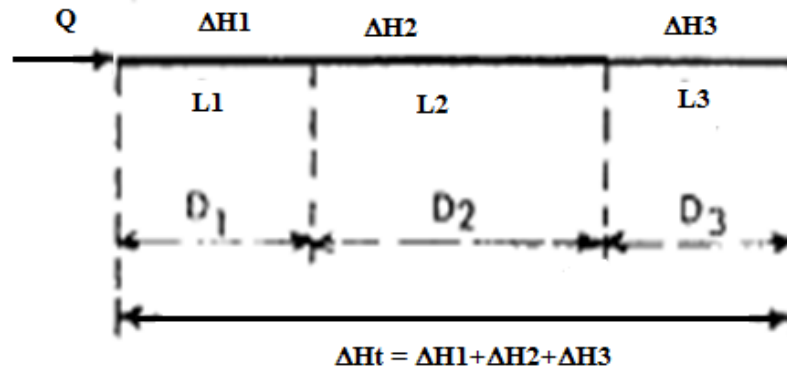


Figure 5.7 : Assemblage des conduites en série

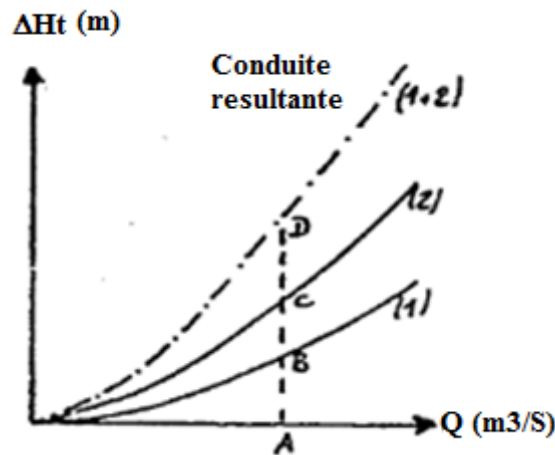


Figure 5.8 : Courbes caractéristique d'une conduite équivalente de deux conduites en série.

b) Conduites en parallèles

Les conduites en parallèles (Figure 5.9) ont la même perte de charge mais le débit total traverse toutes conduites et la somme des débits s'écrit :

$$Q_t= Q_1+Q_2+Q_3\dots\dots\dots+Q_n \tag{5.14}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_1+\Delta H_2 =\Delta H_3=\dots\dots\dots \Delta H_n \tag{5.15}$$

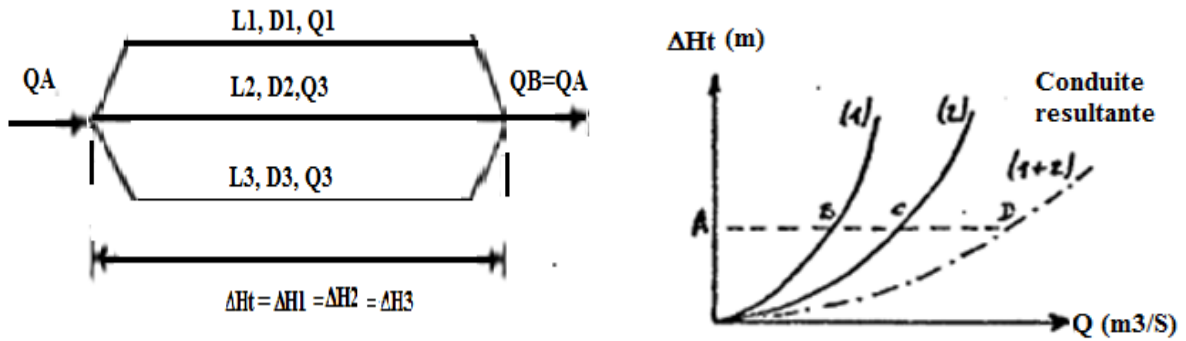


Figure 5.9 : Assemblage des conduites en parallèle

c) Conduite issue d'un réservoir

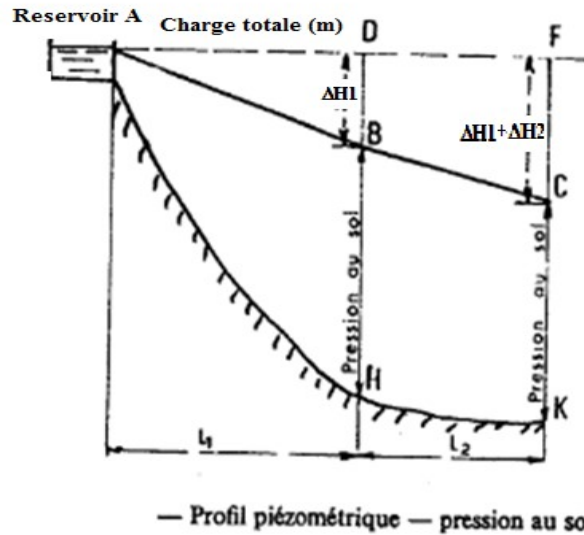


Figure 5.10 : Conduite issue d'un réservoir

Généralement dans ce cas (Figure 5.10) il est demandé de déterminer soit le débit maximum issu du réservoir si l'on connaît le diamètre ou bien de déterminer ce dernier si le débit est fixé. Le débit maximum au point K et qui provient du réservoir A est obtenu pour la plus grande perte de charge c'est-à-dire pour : $\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = FK$

5.4.3. Exemple d'application 1

Calculer, en utilisant le diagramme de Moody, la perte par frottement dans une conduite en acier soudé d'un diamètre de 900 mm sur une longueur de 500 m, parcourue par un débit de 2,3 m³/s, si l'on donne $\nu=10^6$ m²/s.

Solution

Vitesse moyenne de l'eau est : $v = \frac{4Q}{\pi D^2} = 3.62 \text{ m/s}$

Pour $\varepsilon/D = 0.000617$

Pour $Re = \frac{4Q}{\pi D \nu} = 2560490,59 = 2,6 \cdot 10^6$

Selon le diagramme de **Moody** : le coefficient de frottement lu est $f=0.0175$

Le gradient hydraulique sera : $J = \Delta H/L = 0.01298$

La perte de charge totale (si l'on néglige les pertes singulières) sera selon la relation (5.2) :

$$\Delta H_L = JL = \frac{fv^2}{2gD} L = 8 \frac{fQ^2}{\pi^2 g D^5} L = 6,49 \text{ m}$$

Si l'on veut déterminer le diamètre de la conduite d'adduction et Sachant les paramètres hydrauliques de la conduites qui sont : la rugosité de la conduite ε , le débit volume Q , le gradient de la perte de charge J , la viscosité cinématique de l'eau ν , il est possible de déterminer le diamètre D de cette conduite en se référant aux relations de la méthode du modèle rugueux de référence établies par Achour-Bedjaoui (2002) et (2006) :

5.4.4. Exemple d'Application 2

Reprenons les données de l'application 1 et appliquons les relations de la méthode du modèle rugueux de référence pour déterminer le diamètre de la conduite d'adduction gravitaire ($D=900$ mm).

Les données sont : la rugosité de la conduite $\varepsilon=0.6$ mm, le débit volume $Q =2.3$ m³/s, le gradient de la perte de charge $J=0.0038$, la viscosité cinématique de l'eau $\nu =10^{-6}$ m²/s, il est possible de déterminer le diamètre D de cette conduite en se référant aux relations suivantes:

Solution

Diamètre de la conduite de référence :

$$\bar{D} = (2\pi^2)^{-1/5} \left(\frac{Q^2}{gJ} \right)^{1/5} = 1,155 \text{ m}$$

Nombre de Reynolds de la conduite de référence :

$$\bar{R} = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gJ\bar{D}^3}}{\vartheta} = 2523489,537$$

Diamètre de la conduite réelle sera :

$$D = 1,35 \left[-\text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{4,75\bar{D}} + \frac{8,5}{\bar{R}} \right) \right]^{2/5} \bar{D} = 0,904 \text{ m}$$

Ou bien le diamètre se calcul à partir du nombre de Reynolds R :

$$R = \frac{\bar{R}}{1,35} \left[-2\text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{4,75\bar{D}} + \frac{8,5}{\bar{R}} \right) \right]^{2/5} = 3239845,513$$

Donc : $D = \frac{4Q}{\pi R \vartheta} = 0,904 \text{ m}$ qui est le diamètre qu'il faut trouver conformément aux données de l'application 1

5.5. Calcul d'une adduction par refoulement

Dans une conduite par refoulement, le captage (la source d'eau) se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage ou traitées sont relevées par une station de pompage de cette conduite de refoulement (Figure 5.11).

Le diamètre de la conduite de refoulement est calculé soit par application de relations empiriques soit après une étude économique. Dans le contexte des tuyaux de pompage, le diamètre économique est déterminé en tenant compte de plusieurs facteurs tels que : le débit requis, la distance à parcourir, les caractéristiques du fluide transporté, la rugosité de la canalisation, les pertes de charge et les coûts d'exploitation. Pour trouver le diamètre économique, une analyse économique complète est nécessaire, comparant les coûts d'investissement (coûts initiaux liés à l'achat et à l'exploitation de la canalisation) et les coûts d'exploitation (coûts associés à l'énergie nécessaire pour déplacer le fluide et les pertes par frottement). L'objectif donc est de trouver le diamètre qui minimise la somme des coûts d'investissement et d'exploitation sur la durée de vie prévue du système.

Le concept de diamètre économique entre en jeu, car il représente le diamètre qui minimise le coût total de la canalisation tout au long de sa durée de vie prévue. Cet article vise à présenter une méthodologie de calcul du diamètre économique des conduites dans les systèmes de pompage.

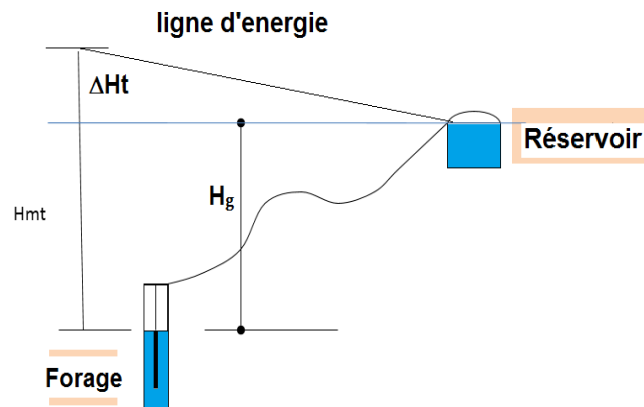


Figure 5.11 : Adduction par refoulement

5.5.1. Calcul du diamètre économique

5.5.1.1. Utilisation des relations empiriques (relations directes)

Les principales relations utilisées sont :

Bonnin (1875) : $D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}$

BRESSE (1883) : $D_{\text{éco}} = 1,5\sqrt{Q}$

Munier (1961) : $D = (1 + 0,02h)\sqrt{Q}$

Carré (1973) : $D_{\text{éco}} = A Q^{0,46}$

Tableau 5.1: Valeurs de A proposées par Carré 1973

Heures de pompage	Tension	A
20	Basse Tension	1.3
08	Basse Tension	1.12
20	Haute Tension	1.12
08	Haute Tension	1

$$\text{Bedjaoui-Achour (2005)} : D_{\text{éco}} = 1,27\sqrt{Q}$$

$$\text{D,Krier (2011)} : D_{\text{éco}} = 0,89 Q^{0,486}$$

$$\text{Bacharou and al. (2012)} : D_{\text{éco}} = 0,19 \left(\frac{\alpha^4 t_p}{0,41 \cdot e \cdot \rho_m \cdot P_u + P_2} \right)^{0,11} Q_{\text{hmoy}}^{0,44}$$

Avec:

$D_{\text{éco}}$ - Diamètre économique de la conduite de refoulement (m);

e - Epaisseur de la conduite (m);

ρ_m - Densité du matériau de la conduit (Kg/m^3);

P_u - Prix unitaire du mètre linéaire de canalisation ;

P_2 - Prix dépendant du diamètre de de la conduite ;

Q_{hm} - Débit moyen horaire (m^3/s);

t_p - Temps de pompage (h);

$\alpha = K^3/(3K-2)$, où : K est un coefficient exprimant la variation de la consommation .

5.5.1.2 Etude économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes (voir figure 5.12):

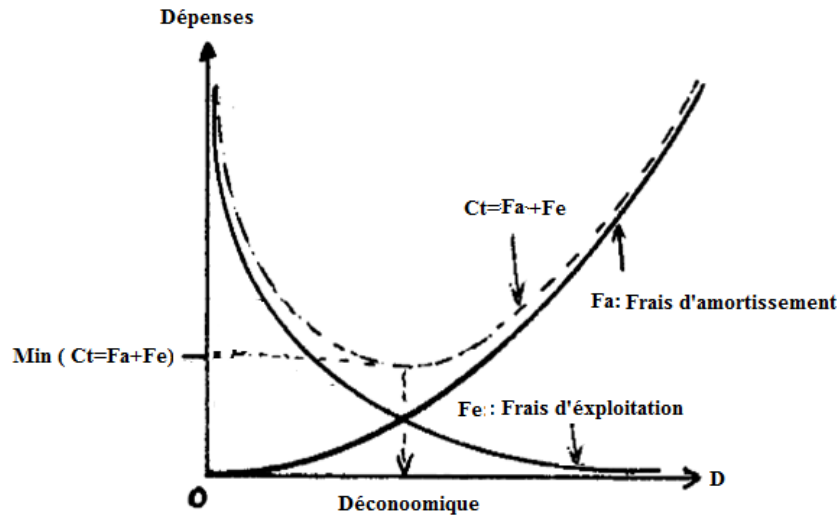


Figure 5.12 : Diamètre économique calculé suite à un compromis entre les frais d'amortissements et les frais d'exploitations

Les frais d'achat et de pose de la conduite F_{inv} actualisés augmentent quand le diamètre de la conduite augmente. Par contre, les frais de fonctionnement de la station de pompage F_e qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge.

Si on adopte un grand diamètre D , F_a est grand et F_e est faible. Au contraire, si on adopte un petit diamètre, F_a est plus faible mais F_e est plus grand.

Le diamètre le plus économique ou optimal et alors donné par les dépenses totales minimales entre parenthèses $F_a + F_e(\text{Actualisés})$.

$$D_{eco} = \text{Min} (Ct) = \text{Min} (Fe + Fa) \tag{5.16}$$

a) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissements sont donnés par :

$$F_{am} = F_{inv} \cdot a \tag{5.17}$$

Avec :

F_{inv} : Frais d'investissement (DA)

a : Anuité (frais à rembourser annuellement à la Banque avec un taux d'intérêt de $i\%$ sur 30 ans de remboursement). L'anuité, exprime par :

$$a = i + \frac{i}{(1+i)^n} \tag{5.18}$$

i : Taux d'intérêt de 8 à 14 % ;

n : Nombre d'année ou durée du projet (n=30 ans).

b) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont données par :

$$Fe = E.e \quad (5.19)$$

E : Quantité d'énergie consommée annuellement par la pompe (KW/an) ;

$$E = 365.P.tp \quad (5.20)$$

P : Puissance de la pompe (KW) ;

$$P = \rho \frac{QHmt}{\eta} \quad (5.21)$$

tp : Nombre d'heures de pompage (h) ;

η : Rendement de la pompe % ;

Q : Débit de refoulement (m³/s) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad (5.22)$$

ΔH_t : Perte de charge totale le long de la conduite (m)

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (5.23)$$

ΔH_L : Pertes de charges linéaires (m)

$$\Delta H_L = J.L \quad (5.24)$$

Où :

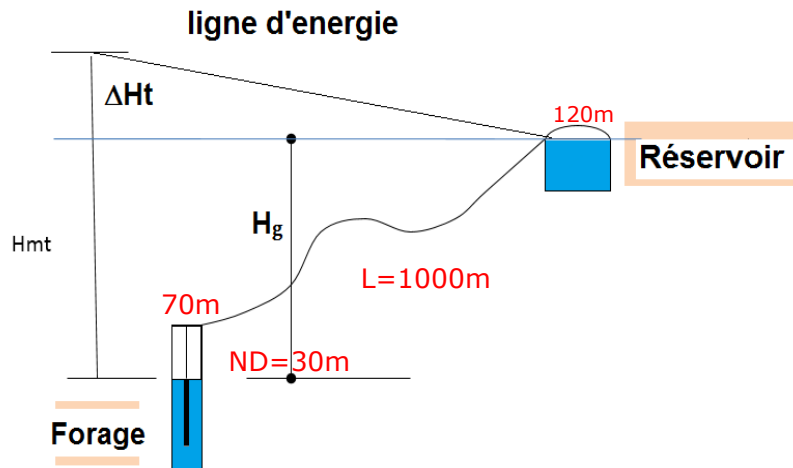
J est le gradient unitaire ou gradient hydraulique qui s'exprime selon les relations (5.3) ou (5.7).

e : Prix du KWh.

5.5.2. Exemple d'Application

Calculer le diamètre d'une conduite de refoulement en fonction des données suivantes:

Q = 97 l/s , t= 24/24 (h) ; H_g =90 m ; L=1250 m , ε =0,1 mm, rendement de la pompe 70% et ν =0,000001 m²/s.(voir figure).



Solution

Le diamètre de la conduite de refoulement est calculé soit par application de relations empiriques soit après une étude économique.

Selon Bonnin et Bresse le diamètre de cette conduite varie de 300 mm à 500 mm.

On choisit une série de diamètres (250, 300, 350, 400 et 500) pour entamer l'étude économique qui comporte le calcul du cout totale pour chaque diamètre (Frais d'amortissements plus les frais d'exploitations) et le diamètre économique sera le diamètre ayant le cout le plus bas, donc, trouver un compromis entre les frais d'exploitations et d'amortissements. Le tableau 5.2 regroupe les résultats de calcul des frais d'amortissements.

Tableau 5.2 : Calcul des frais d'amortissements.

D (mm)	Prix Unitaire (DA/ml)	L (m)	F_{inv} (DA)	F_a (DA)
250	1082,4	1250	1353000	1,69E+09
300	2182,3	1250	2727875	242780,9
350	3182,3	1250	3977875	354030,9
400	3697,5	1250	4621875	411346,9
500	5614,02	1250	7017525	624559,7

Les résultats de calcul des frais d'exploitation sont portés dans le tableau 5.3

Tableau 5.3 : Calcul des frais d'exploitation pour : Hg= 90 m, $\eta = 70\%$, $e= 3DA/Kw$

D (mm)	f	Re	J	ΔH_t (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (KW/an)	Fe (DA)
250	0,0176	3E+05	0,014	17,52	107,5	146	1280334	3841002,4
300	0,0169	4E+05	0,0054	6,762	96,76	132	1152267	3456800,87
350	0,0172	3E+05	0,0025	3,184	93,18	127	1109653	3328960,26
400	0,0167	3E+05	0,0013	1,587	91,59	125	1090634	3271902,99
500	0,0168	2E+05	0,0004	0,522	90,52	123	1077950	3233849,65

D'après le tableau 5.4, Le cout minimum est de qui est obtenu pour le diamètre 400 mm , alors le diamètre économique est bien 400 mm.

Tableau 5.4 : Cout total pour chaque diamètre (Ct=Fa+Fe).

D (mm)	Fa (DA)	Fe (DA)	Ct=Fa+Fe (DA)
250	120417	2039494,84	2159911,84
300	242780,875	1670567,97	1913348,84
350	354030,875	1539853,43	1893884,3
400	411346,875	1485670,21	1897017,08
500	624559,725	1447610,93	2072170,66

Donc le diamètre ayant un cout total minimum est le diamètre 350 mm qu'on retient comme diamètre pour la conduite de refoulement

Résumé pour le calcul du diamètre de refoulement selon les formules directes

DN (m)	Diamètre calculé (m)	Auteurs
350	0.311	Bonnin
500	0.467	Bresse
500	0.460	Munier
450	0.444	Carré 1973
400	0.395	Achour-Bedjaoui

5.6- Protection des conduites contre le coup de Bélier

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne,

d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe. Ses conséquences peuvent amener à la rupture de la conduite (adduction ou distribution ...), voir Figure 5.13.



Figure 5.13 : Joint de dilatation détruit par un coup de bélier

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti bélier.

Le coup de Bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) dont les causes sont les suivantes:

- La fermeture instantanée d'une vanne située au bout d'une conduite d'adduction ;
- L'arrêt brutal d'une pompe alimentant une conduite de refoulement ;

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et de sécurité dans l'alimentation en eau.

Une onde prend alors naissance dans la conduite, se propageant avec la célérité du son a , dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau.

Allievi donne, pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante (m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \quad (5.25)$$

Dans la quelle :

- a : Vitesse de l'onde ou célérité (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

e : Epaisseur de la paroi de la conduite (m) ;

K : Coefficient dont les valeurs sont : $K=0,5$ pour l'Acier, $K=1$ pour la fonte, $K= 5$ pour le plomb et le Béton et $K=0,5$ pour le Béton armé

Le coup de Bélier se manifeste dans les conduites de distributions (Réseau de distribution) , la conduite de refoulement etc. ..

a) Coup de Bélier dans une adduction gravitaire (Cas : Après une fermeture rapide de la vanne)

La figure 5.8 présente le cas d'une conduite de distribution principale qui se termine à son extrémité par une vanne de fermeture.

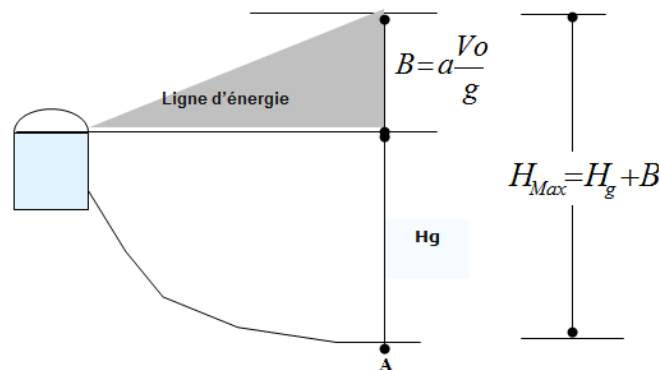


Figure 5.14 : Conduite de distribution principale

Dès la fermeture de la vanne se produit une surpression maximale (H_{max}) au niveau de la vanne dont la valeur est

$$H_{Max} = Hg + B = Hg + \frac{av_0}{g} \quad (5.26)$$

Où :

Hg : Hauteur géométrique (m)

B : Valeur du coup de Bélier (m.c.e)

a : Célérité de l'onde (m/s) qui peut atteindre 1000 m/s selon les caractéristiques de la conduite ;

v_0 : Vitesse moyenne de l'eau (m/s).

b) Coup de bélier dans une conduite de refoulement (Après démarrage d'une pompe)

Au démarrage d'une pompe se développe une dépression donc (une surpression minimale) au niveau de la pompe 'station de pompage dont la valeur est (Figure 5.15):

$$H_{Min} = Hg - B = Hg - \frac{aV_0}{g} \tag{5.27}$$

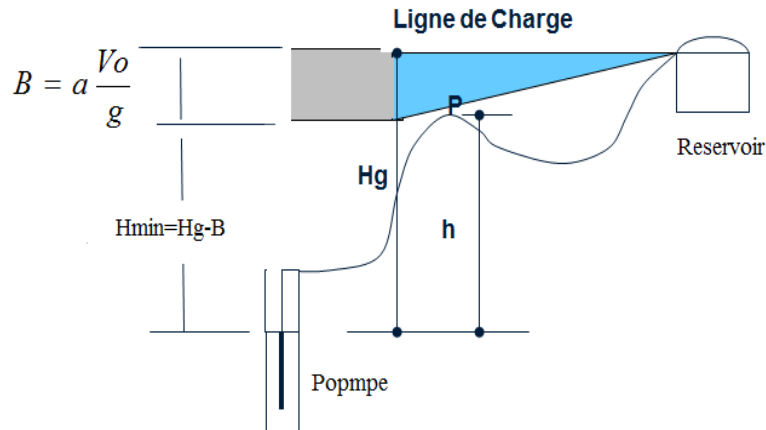


Figure 5.15: Cas d'une conduite de refoulement

Il faut que cette surpression minimale soit supérieure en valeur à zéro, sinon on parle d'une dépression où la protection de la conduite et la pompe est nécessaire (utilisation d'un anti-Bélier). **Il n'y a pas de risque pour le point P**

Pour ce type de profil il faut protéger complètement la conduite contre les effets des dépressions (Figure 5.16)

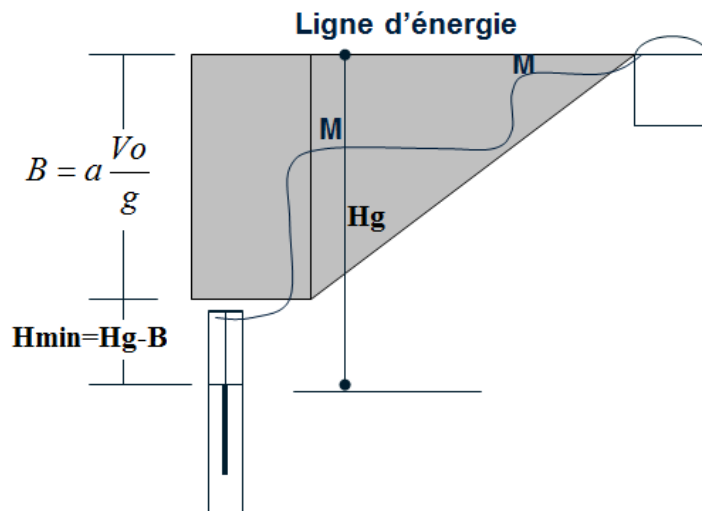


Figure 5.16 : Profil particulier 1

Pour ce type de profil il faut protéger complètement la conduite contre les effets du coup de Bélier.

Remarque :

Pour les conduites en acier il faut vérifier que la relation (5.28) soit établie.

$$e(mm) > 8D(m) \quad (5.28)$$

e : Epaisseur de la paroi de la conduite (mm) ;

D : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Pour le profil de la figure 5.17 il faut assurer que :

$$h - H_{min} = H - (H_g - B) > 8(m) \quad (5.29)$$

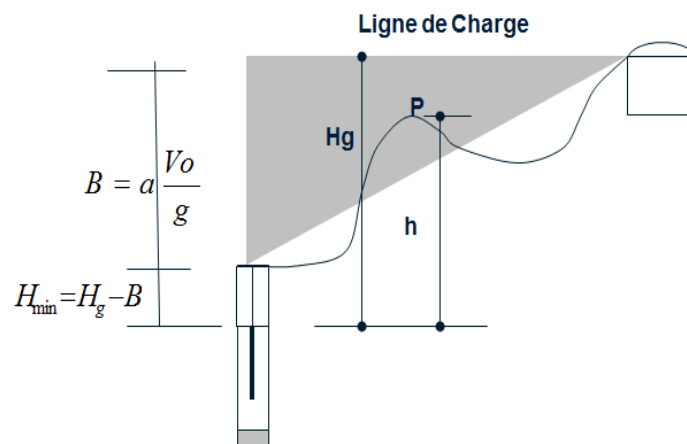


Figure 5.17 : Profil particulier 2

5.7 Les anti-béliers

Parmi les anti-béliers les plus connus :

- 1- Les réservoirs à air ;
- 2- Les cheminées d'équilibre ;
- 3- Les volants d'inertie.

5.7.1. Réservoirs à air

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure 5.18).

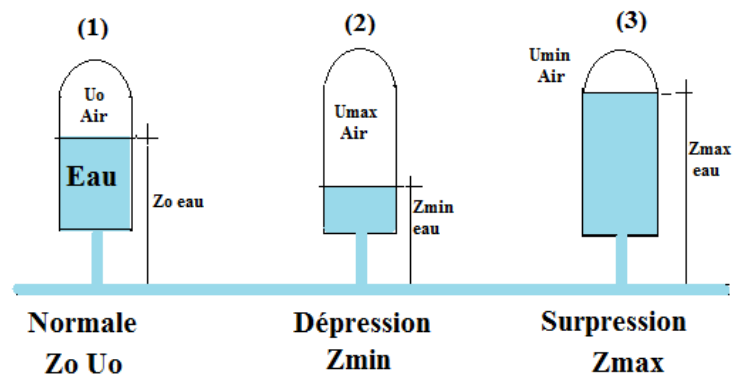


Figure 5.18 : Phases de fonctionnement d'un réservoir à air

Le fonctionnement du réservoir à air est :

- (1) - Cas de fonctionnement normal de la pompe, ce cas est caractérisé par un volume d'air (U_o) et une pression normale (Z_o)
- (2) - Cas de démarrage de la pompe, ce cas est caractérisé par un volume maximum de l'air dans le réservoir (U_{max}) et une pression minimale qui peut être une dépression (Z_{min})
- (3) - Cas d'un arrêt brusque de la pompe, ce cas est caractérisé par un volume minimum de l'air dans le réservoir (U_{min}) et une grande pression d'eau (Z_{max})

Pour le calcul d'un réservoir à air on utilise l'abaque de **A. Vibert** (Figure 5.19) et cela pour déterminer les différents volumes de l'air (U_o , U_{max} et U_{min}).

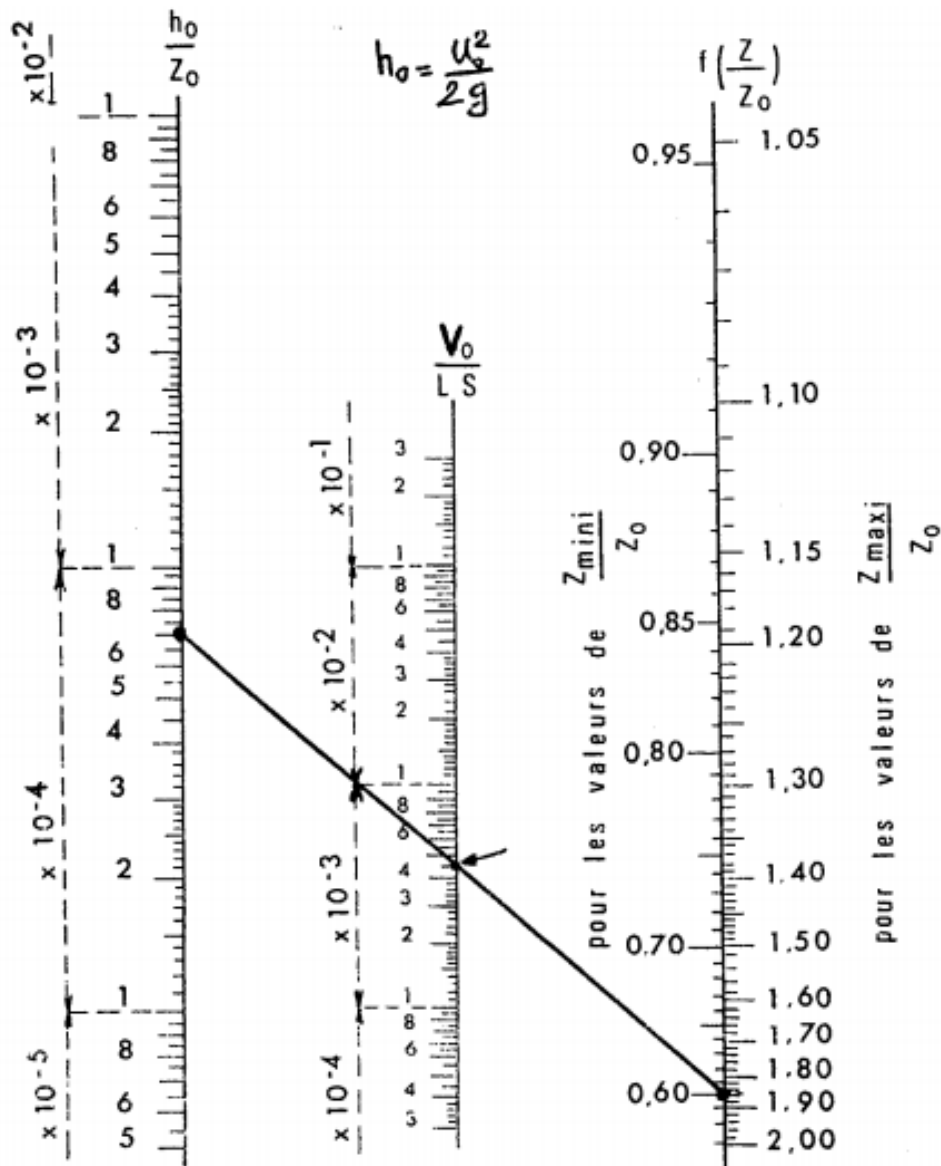


Figure 5.19 : Abaque de A.Vibert d'après Dupont Tome 2, 1979

La relation (5.30) est utilisée pour calculer le volume d'air dans le réservoir à air lord d'un fonctionnement normal de l'installation.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \tag{5.30}$$

U_0 : Volume de l'air (m^3) ;

V_0 : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s) ;

L : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;

$f(Z/Z_0)$: fonction qu'on détermine de l'abaque de Vibert et qui donnée par :

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \left[\frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \text{Log}\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right) \right] \quad (5.31)$$

- Calcul la hauteur h_0 :

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} \quad (5.32)$$

- L'intersection de la droite entre h_0 et $f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$, permet de déterminer la valeur de U_0/LS et Z_{min}/Z_0 .

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (5.33)$$

Vérification de la présence d'un coup de Bélier

Pour vérifier la présence d'un coup de Bélier et voir s'il faut protéger la conduite ou la pompe ei faut suivre les étapes suivantes :

Calculer la célérité de l'onde a selon la relation **d'Allievi** (5.25) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + e \frac{D}{e}}} \quad (5.34)$$

Calculer la valeur du coup de Bélier selon la relation de **Michaud** :

$$B = \frac{a v_0}{g} \quad (5.35)$$

Calculer la surpression maximale (H_{max}) au niveau de la pompe lors d'un arrêt brusque de cette dernière :

$$H_{Max} = Hg + B = Hg + \frac{a v_0}{g} \quad (5.36)$$

Calculer la sous-pression ou pression minimale (H_{min}) et vérifier qu'elle n'est pas négative (dépression) lors d'un démarrage de la pompe.

$$H_{Min} = Hg - B = Hg - \frac{a v_0}{g} \quad (5.36)$$

5.7.2. Exemple d'application

Vérifier la présence d'un coup de Bélier pour les données suivantes :

$Q=0,031\text{m}^3/\text{s}$, $D=0,200\text{ m}$, $e=0,01\text{mm}$, $L = 1200\text{ m}$, $V_0=1\text{ m/s}$, $H_g = 60\text{ m}$, $K=0,5$ pour une conduite en fonte.

Solution

Pour vérifier la présence d'un coup de Bélier et voir s'il faut protéger la conduite ou la pompe ei faut suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la célérité de l'onde a :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{0,2}{0,01}}} = 1200 \text{ m/S}$$

- Calcul de la valeur du coup de Bélier B :

$$B = \frac{aV_0}{g} = \frac{1200 \cdot 1}{9,81} = 122 \text{ m. c. e}$$

- Calcul de la surpression maximale (H_{max}) :

$$H_{Max} = Hg + B = 60 + 122 = 182 \text{ m. c. e} = 18,2 \text{ bars}$$

La conduite en fonte peut supporter cette surpression car la pression nominale de la conduite est de 40 bars

- Calcul de la sous-pression (H_{min}) :

$$H_{Min} = Hg - B = 60 - 122 = -62 \text{ m. c. e} < 0$$

Comme H_{min} est négative donc la conduite est soumise à une dépression d'où il y a un risque sur le fonctionnement de la pompe et il faut la protéger en utilisant un réservoir à air.

Si on veut limiter la pression dans la conduite à 12 bars, c'est-à-dire 120 m.c.e au lieu de 182 m.c.e, alors :

$$Z_0 = 60 + 10 = 70 \text{ m}$$

$$Z_{max} = 120 + 10 = 130 \text{ m}$$

$$Z_0/Z_{max} = 70/130 = 1,85$$

$$h_0 = V_0^2/2g = 1^2/2 \cdot 9,81 = 0,051$$

$$h_0/Z_0 = 0,051/70 = 0,0007$$

Du diagramme de **Vibert** et pour $Z_0/Z_{max} = 1,85$ et $h_0/Z_0 = 0,0007$ on tire :

Les alignements 1,85 lu sur l'échelle de Z_{max}/Z_0 et 0,0007 lu sur l'échelle h_0/Z_0 donnent sur l'abaque :

$U_0/LS = 0,0045$ ce qui implique que $U_0 = 0,0045/LS$, et comme $LS = 39 \text{ m}^2$, donc :

$$U_0 = 0,171 \text{ m}^3 = 171 \text{ Litres}$$

et $Z_{min}/Z_0 = 0,6$

Si on suppose que $U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min}$ on tire que $U_{max} = U_0 / Z_{min} / Z_0 = 0,171 / 0,60 = 0,285 \text{ m}^3 = 285 \text{ Litres}$.

Le volume max de l'air est : 285 Litres

Afin qu'il reste de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, on prend une capacité totale du réservoir : $V_{rés} = 1,3 U_{max}$, donc : le réservoir à air recommandé est un réservoir de 370 litres.

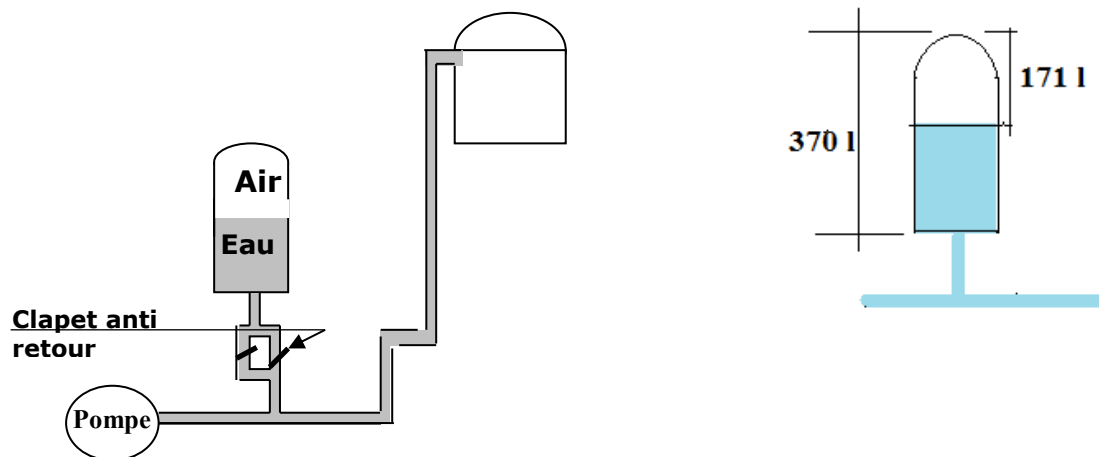
Calcul de Z_{min}

$$Z_{min} / Z_0 = 0,60 \longrightarrow Z_{min} = Z_0 \cdot 0,6 = 70 \cdot 0,6 = 42 \text{ m.c.e}$$

La souppression devient :

$$H_{min} = Z_0 - Z_{min} = 70 - 42 = 28 \text{ m.c.e}$$

Le réservoir à air sera placé comme l'indique la figure suivante



Emplacement du réservoir à air

5.7.3 Les cheminées d'équilibre

Il existe d'autres anti béliers comme les cheminées d'équilibres et les volants d'inerties comme s'est indiqué par la Figure (5.20).

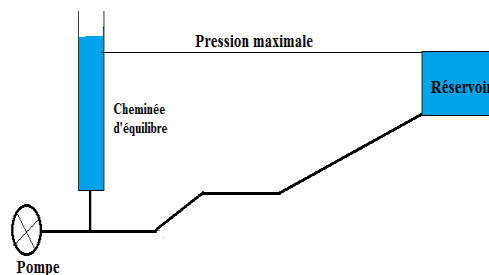


Figure 5.20 : Anti-béliers (cheminée d'équilibre)

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir (Figure 5.21).



Figure 5.21 : Photo d'une cheminée d'équilibre



Figure 5.22 : volant d'inertie

5.7.4. Les volants d'inertie.

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants (Figure 5.22).

5.7.5. Evacuation des poches d'air

Lors du remplissage de la conduite, l'air s'évacue par les deux ouvertures de la ventouse jusqu'à ce que l'eau montante soulève les boules qui obturent ainsi les entrées d'air. La boule ouvre et ferme périodiquement les trous d'évacuation pendant le service.

Le flotteur du grand trou d'évacuation ne peut descendre et reste ainsi fermé, son poids étant inférieur à la pression.

Lorsque la conduite se vide, les deux flotteurs tombent et laissent pénétrer l'air par les deux trous devenus libres.



Figure 5.23 : Ventouse

5.8. Conclusion

Dans ce chapitre, un ouvrage très important du système d'alimentation en eau potable a été traité, c'est celui de l'adduction des eaux.

Il existe deux types d'adductions (gravitaire et par refoulement).

Le calcul des conduites par refoulement est basé sur une étude technico-économique.

Réellement on ne sait pas les conditions dans les quelles ont été élaboré les formules empiriques proposées pour le calcul du diamètre dans le cas des adductions par refoulement mais une chose certaine est que ce diamètre doit faire l'objet d'une étude technico-économique où l'on choisit le diamètre ayant le moindre cout.

Même si le calcul technico-économique montre un diamètre dont le cout est le moindre il faut quand même vérifier la vitesse moyenne de l'écoulement. Si cette vitesse est grande alors pour éviter les effets du coup de bélier on choisit un diamètre supérieur à celui obtenu par les calculs.

Parfois le diamètre économique n'est pas disponible sur le marché national donc il vaut mieux prendre un diamètre supérieur du diamètre trouvé après étude économique

Parfois la puissance annuelle est faible par rapport aux frais d'investissement donc l'étude économique relève un diamètre relativement petit d'où cela engendre une vitesse moyenne de l'écoulement importante d'où possibilité d'apparition du coup de bélier dans le cas d'une fermeture brusque des Vanes ou lors d'un arrêt brusque des pompes et pour éviter les problèmes qui peuvent êtres causer par ce phénomène on recommande de prendre un diamètre supérieur pour réduire la vitesse de l'écoulement

Références bibliographiques

1. A. Dupont. Hydraulique urbaine : hydrologie - captage et traitement des eaux. Paris, Eyrolles, 1981.
2. A. Lencastre), "Hydraulique générale", édition Eyrolles, Paris, 1999.
3. F. Valiron. Gestion des eaux : coût et prix de l'alimentation en eau et de l'assainissement.. paris , presses de L'école nationale des ponts et chaussées, 1991.
4. F.G. Brière "Distribution et collecte des eaux", Editions de l'Ecole Polytechnique de Montreal, 1994, 365 p F. Valiron. Gestion des eaux : alimentation en eau, assainissement.. Paris : presse de l'ENPC, 1985.
5. F. Valiron. Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I Eau dans la ville Alimentation en Eau". Lyonnaise des Eaux. Paris, Technique et documentation Lavoisier, 1994.
6. . F. Valiron Alimentation en Eau.. Paris : Technique et documentation - Lyonnaise des eaux, Lavoisier ; New York, 1994.
7. F. Valiron . Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome 3, administration cas Spécifiques monographies. Lyonnaise des eaux. Londres : Technique et documentation - Lavoisier ; Paris, New York, 1994.
8. F.G. Brière. Hydraulique urbaine appliquée. 2, Le dimensionnement hydraulique des collecteurs d'eaux pluviales.
9. J. Bonnin. Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance.. Paris : Eyrolles, 1977Lyonnaise des eaux. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome 2, assainissement urbain.. Paris : Technique et documentation - Lavoisier ; New York, 1994.
10. J. Bonnin. Aide-mémoire d'hydraulique urbaine.. Paris : Eyrolles, 1982
11. M. Carlier (1972), "Hydraulique générale et appliquée", édition Eyrolles, Paris.R. Henri. Branchements, eau potable & assainissement.. Paris : Eyrolles, 2002.
12. P. Nonclercq. Hydraulique urbaine appliquée. 1, Principes fondamentaux et compléments d'hydraulique.. Liège: CEBEDOC, 1982.
13. P. Koch "Alimentation en ea²u potable des agglomérations", édition Dunod, Paris, 1969.