



**GROUPE DES ÉCOLES  
EIER - ETSHER**

ÉCOLE INTER-ÉTATS D'INGÉNIEURS DE

# L'ÉQUIPEMENT RURAL

03 B.P. 7023 OUAGADOUGOU 03  
BURKINA FASO

*Cours d'Approvisionnement  
en Eau Potable*

Bénin - Burkina Faso - Cameroun - Centrafrique - Congo - Côte d'Ivoire - Gabon  
Guinée - Mali - Mauritanie - Niger - Sénégal - Tchad - Togo

Ecole Inter - Etats Ingénieurs  
de l'Équipement Rural  
E.I.E.R

\*\*\*\*\*

Département Infrastructures, Énergie et Génie Sanitaire

I.E.G.S

\*\*\*\*\*

*Cours d'Approvisionnement  
en Eau Potable*

Denis Zoungana  
Chargé de cours AEP

Novembre 2003

## **Les objectifs du cours d'approvisionnement en eau potable**

Le bilan de la décennie internationale de l'eau potable et de l'assainissement (DIEPA 1981 – 1990) indique entre autres que le retard de l'Afrique en matière d'approvisionnement en eau potable ne s'est pas significativement comblé malgré les investissements massifs dans le secteur. Elle s'est achevée sur beaucoup plus de leçons apprises en matière de savoir-faire et de stratégie que d'objectifs physiques pleinement atteints. Des problèmes nouveaux ont émergés.

Les systèmes créés ne couvrent pas la totalité des usagers

Les questions d'accès ne sont pas toujours correctement réglées lorsqu'un système d'approvisionnement en eau potable a été mis en service dans une localité.

Plusieurs systèmes sont mis hors fonctionnement à cause de problèmes de maintenance ou de l'insuffisance des crédits de fonctionnement.

De la sorte l'approvisionnement en eau potable est resté dans ce contexte une question d'abord de santé publique. En plus, il faut prendre en compte les variations climatiques et examiner attentivement les méthodes d'exploitation des ressources en eau pour assurer leur pérennité. Dans le domaine de l'approvisionnement en eau potable et de l'assainissement, les pays d'Afrique subsaharienne doivent être considérés comme des pays encore en équipement à cause de la faiblesse des taux de couverture.

Ce cours ambitionne de donner aux jeunes ingénieurs les outils nécessaires pour promouvoir la construction de systèmes évolutifs permettant de :

- assurer à chaque citoyen son droit d'accès à une eau potable
- gérer les impacts des systèmes sur l'environnement.

Pour remplir ces deux objectifs le cours visitera tour à tour les éléments suivants :

- Approche par la demande pour la conception et la construction des systèmes d'approvisionnement en eau potable ;
- Contraintes dans les localités semi-urbaines et les zones d'habitat précaire des mégalofoles ;
- Technologies existantes et mécanismes de leur adaptation à la volonté et la capacité de payer des usagers ;
- Critères de choix et de dimensionnement des systèmes ;
- Gestion de la demande en eau dans les grandes villes.

L'organisation et la gestion qui sont institutionnellement mieux encadrées seront traitées au dernier chapitre. Les jeunes ingénieurs vont asseoir leur professionnalisme au contact de la réalité.

Avertissement : ce cours suppose les prérequis sur les cours suivants : hydraulique en charge, station de pompage, traitement des eaux destinées à la consommation.

# TABLE DES MATIERES

-----

-----

## **1ERE PARTIE : LES ASPECTS SOCIO-ECONOMIQUES** ..... 6

### **CHAPITRE 1. INTRODUCTION**..... 7

1.1.	LES OBJECTIFS .....	7
1.2.	LE CONTEXTE ACTUEL ET LES ACTEURS .....	8
1.3.	LES ENJEUX .....	10
1.4.	L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE, UN SERVICE PUBLIC .....	12
1.5.	LES POLITIQUES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE .....	12
1.6.	LA PROBLEMATIQUE DES ZONES SEMI-URBAINES .....	14

### **CHAPITRE 2 LA DEMANDE EN EAU**..... 15

2.1.	DEFINITION DU CONCEPT .....	15
2.2.	LA TYPOLOGIE DES ETABLISSEMENTS HUMAINS .....	16
2.3.	LES CARACTERISTIQUES DES VILLES D'AFRIQUE SUBSAHARIENNE .....	17
2.4.	LES DETERMINANTS DE LA DEMANDE .....	18
2.5.	LA DEMANDE DOMESTIQUE .....	19
2.6.	LA DEMANDE SOCIALE .....	22
2.7.	LA DEMANDE DES ACTIVITES ECONOMIQUES .....	22
2.8.	LA GESTION DE LA DEMANDE .....	23

### **CHAPITRE 3. LA PLANIFICATION DES SYSTEMES**..... 24

3.1.	OBJECTIFS DE LA PLANIFICATION .....	24
3.2.	APPROCHE DE PLANIFICATION .....	25
3.3.	CONTENU DU PLAN STRATEGIQUE .....	27
3.4.	LES CRITERES DE CONCEPTION ET DE PLANIFICATION .....	33
3.5.	EVALUATION DES BESOINS .....	40
3.5.	LES DEBITS DE DIMENSIONNEMENT DES INSTALLATIONS .....	42
3.6.	PHASAGE ET ECHEANCE DE PROJET .....	44



## **2EME PARTIE : ELEMENTS TECHNIQUES DE PLANIFICATION .. 45**

### **CHAPITRE 4. LES OPTIONS TECHNOLOGIQUES..... 46**

4.1.	FONCTION.....	46
4.2.	EVOLUTION DES TECHNIQUES.....	47
4.3.	LE FORAGE POMPE A MAIN.....	47
4.4.	LE POSTE D'EAU AUTONOME.....	48
4.5.	LE MINI RESEAU D'ADDUCTION.....	49
4.6.	LE SYSTEME CLASSIQUE.....	50
4.7.	LE CHOIX TECHNOLOGIQUE.....	52

### **CHAPITRE 5. LES TRANSFERTS DE VOLUME..... 54**

5.1.	IMPORTANCE DES TRANSFERTS DE VOLUME.....	54
5.2.	LES POMPES A MOTRICITE HUMAINE.....	54
5.3.	RAPPELS HYDRAULIQUES.....	60
5.4.	LES ELECTROPOMPES.....	63
5.5.	CHOIX D'UNE INSTALLATION DE POMPAGE.....	67
5.6.	ASSOCIATION DES POMPES.....	74
5.7.	LES TYPES D'INSTALLATION.....	75
5.8.	LA PROTECTION DES POMPES CONTRE LES VARIATIONS DE PRESSION.....	77

### **CHAPITRE 6. L'ADDUCTION..... 81**

6.1.	DEFINITION.....	81
6.2.	TRACE DES CONDUITES.....	82
6.3.	HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES.....	84
6.4.	IMENSIONNEMENT DES CONDUITES.....	86
6.5.	APPLICATION A LA RESOLUTION DES PROBLEMES DE TRANSIT.....	87
6.6.	LA PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION.....	88

### **CHAPITRE 7. LES STOCKAGES D'EAU..... 90**

7.1.	DEFINITION.....	90
7.2.	FONCTIONS.....	90
7.3.	LA DETERMINATION DE LA CAPACITE DE STOCKAGE.....	92
7.4.	LA DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU STOCKAGE.....	95
7.5.	CHOIX DU NOMBRE DE RESERVOIRS.....	96
7.6.	L'EMPLACEMENT DES STOCKAGES SUR LE RESEAU.....	96
7.7.	LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	96
7.8.	EQUIPEMENT DE CONTRÔLE.....	97

## **CHAPITRE 8. LE SYSTEME DE DISTRIBUTION ..... 99**

8.1.	LES FONCTIONS DU SYSTEME DE DISTRIBUTION.....	99
8.2.	LA STRUCTURE DES RESEAUX.....	99
8.3.	LE TRACE DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	100
8.4.	LES MODES DE DISTRIBUTION.....	101
8.5.	LA CONCEPTION D'UN RESEAU RAMIFIE.....	104
8.6.	ANALYSE D'UN RESEAU RAMIFIE.....	107
8.7.	ANALYSE D'UN RESEAU MAILLE.....	109
8.8.	LA MODELISATION DES RESEAUX.....	114

## **CHAPITRE 9. LES EQUIPEMENTS DE LA DISTRIBUTION ..... 117**

9.1.	LES CONDUITES SOUS PRESSION.....	117
9.2.	LA ROBINETTERIE.....	119
9.3.	LA PROTECTION DES RESEAUX.....	122
9.4.	LES POINTS DE LIVRAISON.....	124

## **CHAPITRE 10. ELEMENTS D'ORGANISATION ET DE GESTION . 129**

10.1.	LE CONTEXTE.....	129
10.2.	LES MODES DE GESTION.....	129
10.3.	LA REGULATION.....	132
10.4.	LA TARIFICATION.....	133
10.5.	LES INDICATEURS DE PERFORMANCE.....	134

## **1ERE PARTIE : LES ASPECTS SOCIO-ECONOMIQUES**

## CHAPITRE 1. INTRODUCTION

### 1.1. LES OBJECTIFS

La modernisation des systèmes d'approvisionnement en eau potable dans les centres semi-urbains ou les villages et leur élargissement dans les grandes villes poursuit deux objectifs principaux.

#### L'eau pour la santé

Le premier objectif principal de l'approvisionnement en eau potable est de contribuer à l'amélioration de la santé des populations par la limitation des risques de santé en leur apportant une eau saine et en quantité suffisante ;

#### L'eau pour les activités socioéconomiques

Le deuxième objectif, souvent occulté ou négligé particulièrement dans les localités de faible importance, en raison de l'urgence du premier est la prise en compte des usages de types artisanal ou industriel. L'eau est un service structurant des centres urbains et petits en pleine croissance.

Le premier objectif se décline deux objectifs spécifiques. Le premier objectif spécifique est de mettre l'eau à la disposition de toutes les couches sociales de la population dans des conditions d'acceptabilité raisonnables. Il exprime le caractère social de l'eau et la mission de service public que doivent remplir les gestionnaires des systèmes. Le second objectif spécifique est la pérennité économique et financière des systèmes. Cet objectif sous-entend non seulement une hiérarchisation des usages, mais aussi des niveaux de service et de confort. L'eau est un bien économique qui doit être géré. Cette notion qui a pris beaucoup d'importance depuis environ une décennie est une des conclusions importantes des conférences internationales sur l'eau (*Dublin 1992, La Haye mars 2000*). Ces fora ont mis en exergue le caractère fini des ressources en eau, le renchérissement des coûts de leur mobilisation, la concurrence entre les différents usages.

Dans les pays d'Afrique au sud du Sahara, les questions d'alimentation en eau potable sont restées d'abord des problèmes de santé publique à cause de leur sous-équipement. La couverture des coûts de l'eau par les tarifs est une exigence de la durabilité des systèmes d'approvisionnement en eau dans le système économique dominant actuellement dans le monde. Or ces pays évoluent dans un contexte de paupérisation avec 40% de la population qui vivent en dessous du seuil de pauvreté, conditions aggravante du manque d'accès à un système adéquat d'approvisionnement en eau. Le rôle de l'ingénieur dans la conception des installations est de trouver un équilibre entre l'efficience et l'équité sociale afin d'assurer la durabilité des systèmes dans un cadre de convergences des solutions aux problèmes sociaux, économiques et environnementaux.

## 1.2. LE CONTEXTE ACTUEL ET LES ACTEURS

Dans les pays en développement, le coût d'accès aux services essentiels (eau, assainissement, électricité) d'un niveau élevé est souvent hors de la capacité de payer de la majorité des usagers compte tenu du contexte de pauvreté, aggravée par les crises économiques. Dans une même localité, la diversité des demandes a installé de gré ou de force la cohabitation et la concurrence entre plusieurs systèmes et modes d'approvisionnement en eau. En réalité chacun accède au service que ses finances lui permettent.

L'histoire des services publics africains d'eau montre que les embryons des systèmes modernes ont été construits par les colonisateurs européens. Ils ont ensuite été pris en charge par les collectivités décentralisées à travers de régies communales avant d'être développés, à l'instar de tous autres services urbains, par l'Etat ou par des entreprises nationales spécialisées (*Gestions de l'eau, Dominique Lorrain et al, 1995*). Le cadre institutionnel de l'approvisionnement en eau potable a connu deux évolutions majeures depuis l'accession à la souveraineté nationale et internationale des anciennes colonies françaises autour de 1960. Les systèmes ont d'abord été gérés soit par des municipalités à travers des régies directes ou à autonomie de gestion, soit par des embryons de secteur privé jusqu'en 1970.

L'Etat a ensuite repris les prérogatives de construction et de gestion des systèmes par la création ou le renforcement de sociétés chargées de cette mission spécifique de service public. Au cours de la même période les municipalités qui étaient encore responsables de la gestion du service de proximité délivrée par les bornes fontaines en ont été dessaisies pour raison d'efficacité. Elles n'avaient donc plus aucun rôle à jouer. Le secteur privé avait essentiellement un rôle de conception et de construction des systèmes. Les deux premières périodes ont été fortement marquées par la faiblesse de mobilisation des ressources financières locales pour la construction des systèmes et la participation des usagers.

Depuis 1990, on assiste à des réformes institutionnelles sous la pression des institutions financières internationales pour confier aux structures décentralisées, notamment les municipalités, la responsabilité de la fourniture de l'eau potable aux citoyens, et associer davantage le secteur privé au financement et à la gestion. On cherche ainsi à :

- reconnaître la légitimité et à légaliser les petits opérateurs émergés des initiatives des populations pour combler les insuffisances des services officiels.
- promouvoir le partenariat entre le secteur privé et le secteur public pour élever rapidement les taux de couverture des populations en eau potable et assainissement.
- promouvoir le partage cohérent des responsabilités entre les différents acteurs

La création d'organes de régulation et de conseils constitue le futur chantier pour l'affirmation du nouveau cadre institutionnel.

### *Les acteurs institutionnels*

De plus en plus les Etats n'assurent que leur rôle régalien. Ils confient la création et la gestion des systèmes à des entités autonomes ou au secteur privé. Plusieurs Ministères interviennent dans l'élaboration des orientations et de la stratégie des politiques d'approvisionnement en eau potable et en contrôlent l'application. Les ministères chargés de l'eau élaborent la politique de l'eau en général, la répartition des ressources hydrauliques, et orientent les programmes d'approvisionnement en eau. Les ministères de la santé fixent les normes de potabilité et sont normalement chargés d'en contrôler le respect. La police des tarifs ainsi que la fiscalisation du secteur relèvent des ministères chargés du commerce et des finances. La tutelle des municipalités est assurée par les ministères chargés de l'administration du territoire.

### *Les communautés villageoises*

Les communautés villageoises organisées en associations de consommateurs, les municipalités dans le cadre de la décentralisation ont la responsabilité de l'AEP de leurs administrés. Pour les y aider, dans certains pays, des entités spécialisées ont été créées par l'état dont la mission spécifique est la promotion de l'AEPA et l'appui des communautés pour la gestion. C'est le cas au Ghana qui a créé la CWSA (Community Water and Sanitation Agency). L'agence est une unité de nature fonctionnelle dont les agents sont des professionnels dans les domaines de la promotion sociale, l'administration, la comptabilité, l'ingénierie ; elle couvre tout le pays par des démembrements. Au Mali, il existe à la Direction nationale de l'Hydraulique une entité chargée d'appuyer les initiatives des communes semi-urbaines dans la création et la gestion de leurs systèmes AEP. C'est une cellule qui sera bientôt entièrement privatisée après sa montée en charge.

### *Les sociétés de droit commercial*

Les sociétés de droit commercial participent à la création et à la gestion des systèmes d'approvisionnement en eau. Les exploitants ont des contrats à moyen ou long terme dans lesquels sont indiqués les objectifs, et quelquefois leurs indicateurs de performance pour des périodes déterminées. Les contrats prennent plusieurs formes allant de la simple surveillance jusqu'à la prise de risque totale dans un contrat de concession. Les prestataires de service comme les bureaux d'études, les entreprises de travaux ont des contrats de court terme pour la création ou la maintenance des systèmes d'AEP. La décentralisation, en déplaçant la maîtrise d'ouvrage du niveau étatique vers le niveau local a créé des opportunités de marché de consultance dans les domaines de l'appui conseil, de la maîtrise d'œuvre sociale, de l'intermédiation sociale. L'objectif est de qualifier les autorités locales ou de les appuyer dans leur nouveau rôle pour pérenniser et augmenter l'impact des infrastructures sur le bien-être des populations.

### *La société civile*

Sous le vocable de société civile, dont la définition et la délimitation sont souvent controversées, se retrouvent le mouvement associatif de fournitures de services, les associations de consommateurs, les organisations non gouvernementales(ONG), les associations caritatives de type religieux. Ils fournissent des services de proximité et assurent un plaidoyer plus ou moins efficace auprès des services de l'Etat en faveur des usagers qui n'ont pas la possibilité d'avoir une influence directe sur les décisions qui concernent leur vie quotidienne. Ils sont une source de renseignements de la demande, de la volonté de payer et des modes de recouvrements des coûts.

### *Les organismes de financement*

Les organismes de financement ont un rôle moteur dans la création et le développement des systèmes AEP. Ce sont les bailleurs de fonds institutionnels, la coopération décentralisées, les caisses populaires. Ils interviennent par des dons, des prêts consentis à l'Etat, aux municipalités et aux associations de consommateurs.

### *Les usagers*

Le rôle des usagers s'est souvent limité à celui de demandeurs de service en raison de la défaillance de mécanismes qui leur permettent de s'impliquer de façon décisive dans le choix des systèmes, la tarification et le recouvrement des coûts. Les arrangements institutionnels ne leur permettent pas d'intervenir directement dans la conduite des systèmes. Le seul recours est la sanction de la politique de l'Etat à travers les élections. Ce qui est souvent inopérant. En passant de la notion d'utilisateur à celui de client, même captif, les exploitants ont évolué vers la prise en compte du niveau de satisfaction des populations.

## **1.3. LES ENJEUX**

L'Afrique s'urbanise. En l'an 2015, près de 50% des africains vivront dans les villes selon les projections du Centre des Nations Unies pour les Etablissements Humains ( tableau 1.1). L'Afrique passera d'une société rurale à une société urbaine avec les conséquences que comportent une telle concentration humaine sur la consommation et ses impacts sur l'environnement. Quatre enjeux se dégagent nettement en ce qui concerne l'approvisionnement en eau

**Tableau 1.1 : Projection de la population urbaine(%) de 1990 à 2015**

Année	1990	2000	2010	2015
<b>Afrique</b>	32.1	37.9	43.7	46.5
<b>Cameroun</b>	40.3	48.9	56	58.9
<b>Congo</b>	53.4.	62.5	68	70.1
<b>Côte d'Ivoire</b>	40	46.4	52.5	55.5
<b>Sénégal</b>	40	47.4	54.3	57.4
<b>Burkina</b>	13.6	18.5	24.3	27.4
<b>Monde</b>	43.5	47	51.1	53.4.

Source : projection CNUEH(Centre des Nations Unies pour les Etablissements Humains)

L'eau potable a un enjeu sanitaire. La concentration des populations pose frontalement comme urgence, la fourniture d'eau en quantité et en qualité et la promotion de l'hygiène et de l'assainissement pour augmenter son impact sur la limitation des maladies d'origine hydrique.

Où trouver toutes ces quantités d'eau sans déséquilibrer la nature ? La gestion rationnelle de l'eau est un enjeu important. Les ressources d'eau brute nécessaires à l'approvisionnement des concentrations humaines sont de plus en plus éloignées de leur lieu d'utilisation. Cette forte demande va exercer une forte pression sur les ressources en eau et introduire des contraintes hydriques plus ou moins graves selon les régions et les climats. Le transfert des quantités importantes d'eau vers les grandes agglomérations induira des déséquilibres écologiques. Ce phénomène nouveau rend obligatoire la prise de mesures d'atténuation des impacts sur l'environnement et une gestion plus rigoureuse du cycle de l'eau dans les villes.

Les batailles autour des enjeux économiques et financiers commandent de nos jours les mutations juridiques et organisationnelles du secteur de l'eau à l'échelle de la planète. En effet les grandes entreprises transnationales spécialisées, partie intégrante de consortiums financiers sont à la recherche de nouveaux marchés tandis que les puissances publiques locales ne disposent plus de moyens pour opérer les investissements massifs afin de répondre à une demande de plus en plus urgente et croissante. Dans l'intérêt de tous, il faut travailler à limiter l'application des lois du marché libéral sur l'eau afin de préserver son caractère social.

L'approvisionnement en eau potable a un enjeu socio-politique fort en ce sens qu'il est un domaine sensible pour le pouvoir de proximité qui doit faire face aux exigences de ses interlocuteurs (bailleurs de fonds, exploitants) tout en satisfaisant les usagers. La maîtrise de ce quatrième enjeu se trouve dans la capacité des autorités à organiser une segmentation du marché afin de permettre à la puissance publique d'avoir toujours le contrôle du secteur et de garder la pression nécessaire sur les opérateurs qu'ils soient publics ou privés.



#### **1.4. L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE, UN SERVICE PUBLIC**

L'égalité de traitement des usagers, la continuité de la fourniture, la neutralité et la transparence dans la gestion sont les éléments essentiels d'un service dit public. Les débats autour de la gestion ne doivent pas occulter ces caractéristiques qui sous-entendent un service minimum et universel pour tous. En terme économique un bien est dit privé lorsque son utilisation ou sa consommation par une personne empiète sur celle de son vis-à-vis, tandis qu'un bien est dit public lorsqu'il en est indifférent (*Gleick et al, 2000, The new economy of water*). De ce point de vue l'eau potable peut être considérée comme un bien privé, mais les installations sont des biens publics. La gestion privée du service public d'approvisionnement en eau potable n'est pas en soi une nouveauté. Mais elle était restée marginale en volume d'activités et en terme d'équilibre entre la valeur sociale de l'eau et sa valeur économique. L'avancée vers la marchandisation de l'eau risque de faire perdre au service public son caractère social et son universalité dans un environnement de paupérisation comme le nôtre. Dans le contexte du libéralisme économique où les rapports macroéconomiques se sont durablement inversés en faveur du secteur privé, la notion de service public de l'eau a du mal à se maintenir.

Pour le court et moyen terme, il faut considérer comme une donnée le fait que l'approvisionnement en eau potable soit essentiellement un service public géré de façon privée. Mais une attention particulière devra être accordée aux contraintes introduites par l'environnement économique et financier actuel qui exclut de plus en plus certains usagers du bénéfice d'un service de qualité en raison des tarifs hors de leur portée. Le réajustement doit être permanent pour réaliser les équilibres financiers utiles à la durabilité de systèmes tout en maintenant la notion de service public dont les principes sont l'équité, la continuité, la transparence et on ajoutera particulièrement pour les populations à faible revenu, l'accessibilité.

#### **1.5. LES POLITIQUES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE**

La Décennie Internationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement (DIEPA 1981-1990) a été lancée en 1980 dans le but d'élever de façon significative le taux de couverture en approvisionnement en eau potable et en assainissement dans les pays en développement. Elle a été la base de conception des premières véritables politiques d'approvisionnement en eau potable. Elle a porté et enraciné l'idée que l'eau est un droit. « Tous les peuples, quels que soient leur niveau de développement et leurs conditions socioéconomiques, ont droit d'avoir accès à de l'eau potable dans des quantités et d'une qualité rencontrant leurs besoins essentiels » (*objectifs de la DIEPA, 1981, ONU*).

Le bilan montre qu'environ 2.5 milliards de personnes ont pu bénéficier d'un service d'eau potable, même si les objectifs n'ont pas été totalement atteints en terme de couverture, de gestion et de maintenance des installations créées. A l'opposé, on dispose maintenant d'une expertise, d'une gamme

très variée d'options technologiques et d'arrangements institutionnels et réglementaires capables de faire face au défi de l'approvisionnement en eau et l'assainissement. Conçu au départ comme des mesures d'urgence pour rattraper le retard des pays en développement, ce programme d'envergure mondiale a connu ses meilleurs résultats dans certains pays d'Asie et d'Amérique latine en raison d'une participation plus grande des bénéficiaires à la conduite des programmes.

Dans notre sous-région la couverture est restée faible en dépit des efforts. Le mouvement associatif et les petits opérateurs privés ont développé des initiatives pour combler les lacunes du service public officiel afin de satisfaire le marché de l'eau. Pour une meilleure viabilité, il faut légitimer voir légaliser ces initiatives en créant le cadre organisationnel et juridique adéquat à leur pleine expression. Ils rendent le service à une tranche de la population variant de 15 à plus de 60% dans certaines villes.

**Tableau 1.2 : Accès à l'eau potable des ménages par source dans quelques villes africaines**

<b>SERVICE</b>	<b>Abidjan (Côte d'Ivoire)</b>	<b>Dakar (Sénégal)</b>	<b>Conakry (Guinée)</b>	<b>Nouakchott (Mauritanie)</b>	<b>Ouagadougou (Burkina )</b>	<b>Bamako (Mali)</b>
<b>Branchement à domicile</b>	76	71	29	19	23	17
<b>Borne fontaine</b>	2	14	3	30	49	19
<b>Opérateurs indépendants</b>	22	15	68	51	28	64

Source : les opérateurs indépendants des services AEPA – PEA-Abidjan- 1999

Les indicateurs de performance dans le secteur établis au cours de la confection des bilans ont dévoilé les dysfonctionnements des systèmes existants et le report de la médiocrité de certains gestionnaires sur les usagers.

Actuellement la plupart des pays de la région se sont orientés vers la conception de politiques d'approvisionnement en eau potable basées sur la demande des usagers et leur pleine participation à l'investissement, la gestion et le recouvrement des coûts. Mais Les initiatives inscrites dans cette volonté restent marginales car les outils et les mécanismes de la démarche ne sont pas encore bien intériorisés. La recherche de résultats tangibles dans des délais courts par le biais de projets est prépondérante sur la conception de programmes à long terme qui impliquent et suscitent l'adhésion préalable des usagers avant l'investissement. En tous les cas la lisibilité des politiques d'approvisionnement en eau doit être améliorée afin de rendre plus cohérente l'action des différents intervenants.

## **1.6. LA PROBLEMATIQUE DES ZONES SEMI-URBAINES**

Une lecture analytique des résultats des programmes d'approvisionnement en eau potable des vingt dernières années a mis à jour les insuffisances dans l'accès à l'eau d'une partie de la population urbaine. Ces programmes ont privilégié une approche dichotomique entre l'hydraulique urbaine et l'hydraulique rurale dite villageoise et pastorale. Les villes devraient être équipées de systèmes complets avec un service à domicile ou une distribution à la borne fontaine directement accessible aux usagers. Les villages devraient être équipés de forages dont le système d'exhaure est la pompe à main. Dans la majeure partie des cas la création d'un système entièrement autonome par localité a été privilégiée au détriment d'une approche régionale ou par groupe de centres qui auraient permis de faire des économies d'échelle et de stabiliser la gestion des centres.

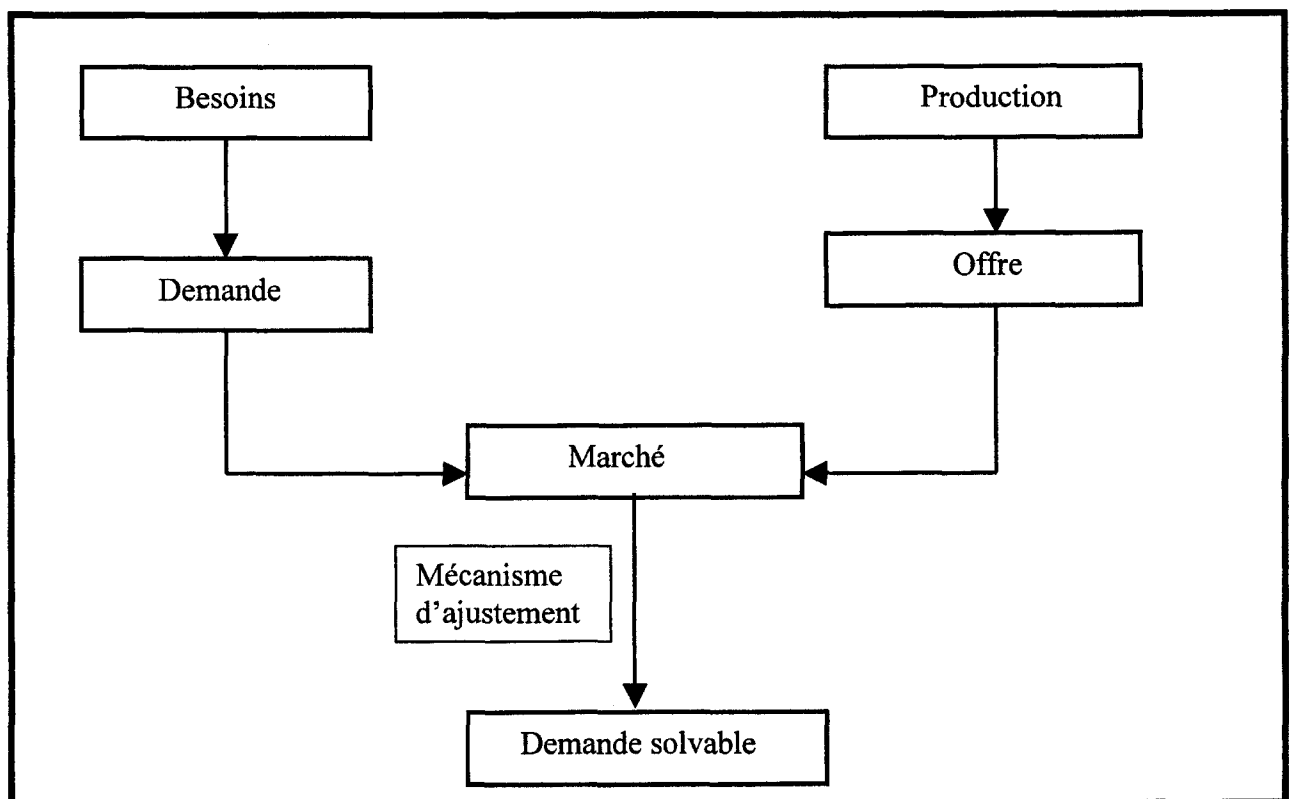
Ce choix déterministe de technologie a eu pour conséquence de renchérir à l'accès à l'eau dans les centres semi-urbains et d'exclure une frange de la population urbaine. Des localités caractérisées de villes et équipées de systèmes complets ne dégagent pas suffisamment de recettes pour couvrir au moins leurs charges d'exploitation. Une tentative de correction peut installer la spirale. Une augmentation relativement importante des tarifs dans ce contexte de forte élasticité de la demande conduit toujours à une réduction drastique des quantités d'eau vendues et à nouveau à une mise en péril du système et la détérioration des conditions de santé des populations. Les prix pratiqués par les systèmes classiques est au-dessus de la capacité de payer des usagers. Certains citadins, considérés comme des immigrants temporaires, des illégaux vivant dans les zones précaires, en raison de la faiblesse de leur revenu n'avaient accès à aucun système adéquat.

Les tentatives d'adaptation de la démarche de l'hydraulique rurale dans ces zones ne sont pas non plus totalement satisfaisantes. Car il faut se souvenir qu'étant tout de même des citadins les habitants de ces zones semi-urbaines sont beaucoup plus demandeurs de service que auto-consommateurs comme en campagne. La solution aux problèmes des localités et zones semi-urbaines viendra de la rationalisation et de l'amélioration des pratiques issues de la débrouillardise des acteurs du secteur informel qui ont toujours suppléé les lacunes des services officiels.

## CHAPITRE 2 LA DEMANDE EN EAU

### 2.1. DEFINITION DU CONCEPT

Le besoin en eau d'un usager est ce qu'il consommerait en dehors de toute contrainte économique. Dans la conception des systèmes, c'est une simple allocation de quantité d'eau fixée par les pouvoirs publics ou le projeteur. La demande d'un usager est la consommation qu'il a atteinte lorsque celui-ci intègre la synthèse de ses contraintes économiques, son appréciation de la valeur sociale et sanitaire de l'eau. La notion de demande est née de la nécessité de prendre en compte toutes les contraintes pour construire des systèmes, économiquement viables, socialement acceptables et durables du point de vue de l'environnement. Compte tenu de l'importance que prend aujourd'hui la valeur économique de l'eau en raison de coûts de mobilisation de plus en plus élevés et de sa raréfaction, le service de l'eau entre dans la logique qui veut que les installations et les quantités d'eau produites soient perpétuellement adaptées à la demande solvable. Le service de l'eau potable répond donc au jeu de l'offre et de la demande, avec un mécanisme d'ajustement qui est le marché.



**Figure 2.1 – Etapes de détermination de la demande solvable**

Mais pourquoi parle-t-on de demande alors que l'eau est un besoin vital et un droit universel quasi reconnu par toutes les nations et les institutions internationales. Dans les pays développés, la facture d'eau représente en moyenne 1 à 3% du budget des ménages, pour un niveau de service équivalent pour tous. Dans les pays en développement, la charge financière du service d'eau pèse 5 à 6% et peut atteindre jusqu'à 20% pour les ménages les plus pauvres (H. Smets, *Droits à l'eau* 2002). Pour satisfaire leurs droits

et assurer la viabilité des systèmes, il faut alors présenter des alternatives et moduler les coûts qu'ils doivent supporter en fonction du service offert. La demande solvable est donc un préalable à la définition de la dimension des systèmes AEP. C'est l'élément le plus important de la planification des systèmes. Dans le domaine de l'alimentation en eau, dans le pays en développement, l'on parle de demande solvable pour tenir compte de la diversité et la précarité des pouvoirs d'achat des populations à faibles revenus. Hormis la qualité physico-chimique et bactériologique qui est une obligation de santé publique, la demande se définit à partir de quatre critères. Ce sont la quantité d'eau, la continuité du service, la qualité du service c'est-à-dire le type de point de livraison (Borne fontaine, Branchement collectif ou privé) et la pression de service.

L'intégration de la diversité des demandes est obligatoire dans le choix des systèmes afin d'assurer la continuité du service et de relever les revenus financiers si l'on veut atteindre l'objectif général. Les systèmes à construire seront souples pour se prêter aux modifications ultérieures rendues nécessaires par l'accroissement de la demande, le vieillissement des ouvrages, l'élévation du niveau de service.

## 2.2. LA TYPOLOGIE DES ETABLISSEMENTS HUMAINS

Le mouvement de concentration des populations vers les agglomérations, phénomène qualifié d'urbanisation, a une influence directe sur les quantités et les qualités de service demandées. L'urbanisation en Afrique est caractérisée par un drainage des populations rurales vers des mégapoles tentaculaires au milieu de quelques villes moyennes et une constellation de petits centres semi-urbains. Ces derniers semblent être des étapes intermédiaires dans le déplacement des populations vers les mégapoles. Cette tendance va se poursuivre dans les prochaines années avec une concentration des populations dans de mégapoles dont le nombre d'habitants sera supérieur ou égal à 750 000 habitants. Dans notre sous-région toutes les capitales avoisinent ou dépassent déjà le million d'habitants et ont déjà passé le cap de 10% de la population.

**Tableau 2.1 : Population résidente en % dans quelques grandes agglomérations en Afrique**

Ville	1990	2000	2010	2015
Douala	8.7	11.1	12.6	12.9
N'djamena	10.7	13.6	11.6	13.7
Brazzaville	36	41.9	44.5	45.0
Abidjan	18.8	22.4	24.5	25.3
Bamako	8.3	10.1	11.9	12.8
Dakar	19.1	21.9	24.6	25.6
Ouagadougou	6.6	9.5	12.6	14.1

Source: CNUEH

La ville en Afrique est définie en fonction des traits évolutifs du milieu rural pour des raisons de préséance historique. La ville est le lieu de la concentration de demandes, de spécialisation dans les métiers, d'échanges, de mutation culturelle, d'une forte interaction avec le monde rural environnant. La ville pour ce faire est souvent définie par rapport à l'importance de la concentration humaine (>10 000 habitants). L'organisation de l'espace est plus élaborée avec le lotissement. L'habitat y est normalement plus concentré dans un espace réduit (la parcelle). Cette réduction de l'espace a commandé la mise en commun des services et équipements sociaux tels que l'eau, l'électricité, le téléphone. Dans une moindre mesure et récemment la collecte, le traitement et l'entreposage des rejets tels que les eaux usées et excréta, les déchets solides sont organisés. Une organisation politico-administrative, la municipalité, gère les affaires de la cité avec un minimum de moyens financiers générés à partir de l'activité des citoyens. La ville est le centre d'interactions commerciales et culturelles entre les localités environnantes.

Dans les définitions tacitement acceptées les établissements humains sont subdivisés en trois catégories. Un centre est dit urbain ou ville lorsque la population atteint ou dépasse 20 000 habitants. Un centre semi-urbain regroupe entre 5 000 et 20 000 habitants. Sur le plan socio-économique et culturel, il est observable que c'est à partir de ce seuil que s'opère le changement des comportements de type rural vers ceux de type urbain. De façon plus pratique, le centre semi-urbain est le lieu où les mutations socio-économiques se sont suffisamment opérées pour que les habitants de par leur activité soient demandeurs de service tandis que le tissu socio-économique ou le pouvoir d'achat ne peut supporter correctement la charge de la fourniture de service collectif conséquent.

En dehors des villes et des centres semi-urbains le reste du pays sera considéré comme étant le monde rural. L'habitat y est souvent dispersé au milieu de champs de cultures ou regroupé par famille ou par clan. L'insuffisance de la pénétration de l'économie marchande est constatée par une faible circulation de la monnaie.

### **2.3. LES CARACTERISTIQUES DES VILLES D'AFRIQUE SUBSAHARIENNE**

En Afrique subsaharienne, dans une agglomération, il n'y a pas qu'une ville, il y a les villes avec leurs logiques de planification et d'occupation de l'espace et d'insertion sociale. La création ou l'extension des services publics doit obéir à de nouvelles dispositions qui leur sont propres. La planification urbaine classique n'est donc pas adaptée à ces nouveaux citoyens dont les motivations sont diverses et difficiles à cerner. La grande majorité des villes modernes africaines tiennent leur origine du développement commercial et de l'administration. Les grandes métropoles ont souvent été des comptoirs commerciaux ou des centres de l'administration coloniale européenne où la main d'œuvre devait se regrouper pour servir les besoins du colon et ses agents. C'est pourquoi il est souvent retrouvé la juxtaposition de l'habitat traditionnel et la ville moderne au sens européen du terme. Ce sont souvent de villes sans grande industrie au départ, une prédominance du secteur informel comme principal employeur. Les migrants

viennent du milieu rural environnant. Ce sont des citoyens au comportement rural qui ignorent souvent les exigences de la vie en ville : manque d'espace, charge polluante importante sur l'environnement, promiscuité. Le phénomène de migration génère des zones d'habitat peu organisées et souvent précaires. L'une des conséquences de la perception de cette réalité, c'est que les villes elles-mêmes ne devraient pas être considérées comme des entités homogènes. Elles sont constituées d'unités géographiques et socio-économiques qui doivent être approchées différemment pour leur dotation en système d'alimentation en eau potable. Le développement des villes dans les pays sous-développés n'obéit pas aux lois classiques de l'urbanisme traditionnel, caractérisé par la planification préalable. Les urbanistes, dans la pratique, s'orientent vers un urbanisme d'accompagnement caractérisé par les restructurations participatives et les reconquêtes des espaces urbains. Dans les centres semi-urbains et les zones périphériques des grandes agglomérations, l'occupation des sols précède le plus souvent les équipements sociaux. Les revenus sont tout aussi précaires et vont avoir une influence décisive sur la demande en eau et sa structure. Les priorités des ménages sont pratiquement fixées suivant la trésorerie journalière. Les villes croissent rapidement en surface et occupent de grandes aires avec des constructions à un seul niveau, renchérissant la fourniture des services municipaux. A titre d'exemple, la ville de Ouagadougou qui occupait 1 384 ha en 1960 est passée à 13 389 ha en 1985 et 22 000 ha en 1995 ; la population est passée de 52 000 habitants en 1960 à 900 000 habitants en 1995. Les villes africaines présentent une très grande hétérogénéité de l'habitat. Dans les métropoles, l'organisation de l'espace est souvent concentrique peu ségréguée et subdivisée en quatre catégories :

- une zone administrative et des activités commerciales ;
- une ou plusieurs zones résidentielles disséminées à travers la ville avec un habitat de haut à moyen standing, souvent à un ou deux niveau(x) ;
- les zones loties d'habitat de moyen à bas standing de densité variant de 50 à 150 habitants/ha, suivant le niveau de densification ;
- Les zones périurbaines avec des taux d'occupation allant de 100 à plus de 400 habitants/ha.

Les systèmes d'information géographiques (SIG) intégrés dans un système d'informations au management constituent des moyens puissants d'analyse de la typologie urbaine. Ils facilitent les choix technologiques et la gestion de la demande dans un cadre de convergences des intérêts. Les critères prépondérants en sont la santé publique, la demande sociale et politique, l'opportunité commerciale.

## **2.4. LES DETERMINANTS DE LA DEMANDE**

La demande en eau est influencée par quatre facteurs principaux.

- Les conditions socio-économiques des usagers
  - Les revenus : la modification de la structure de consommation est influencée par la fluctuation des revenus.

- Le comportement culturel des usagers vis-à-vis de l'eau : quelle valeur d'usage et quelle importance de sa liaison à la santé ?
- Le niveau d'équipement sanitaire de l'habitat.
- Le développement urbain : ce sont les traits caractéristiques de la localité sur le plan de l'organisation et de l'occupation des sols, l'existence et le développement d'unités économiques consommatrices d'eau.
- Les sources d'approvisionnement existantes : La qualité, la quantité, le coût et la fiabilité des sources d'approvisionnement alternatives au système amélioré ont une influence considérable sur l'évolution de la demande. En particulier, dans les pays en développement le trait caractéristique du marché de l'eau est l'existence de relations de concurrence et de complémentarité entre différents systèmes d'AEP (système classique, BF, porteurs d'eau, forages, puits saisonniers ou pérennes, cours d'eau, etc...). Certaines familles utilisent l'eau du réseau pour la consommation, celle des sources traditionnelles pour les autres usagers (lessive). Dans ces conditions, au moment de la planification, une attention sera portée sur la demande en eau en provenance du système amélioré et celle qui restera l'apanage des sources alternatives
- La tarification : une variation des tarifs entraîne un réajustement des quantités demandées, c'est l'élasticité de la demande par rapport aux tarifs.

## **2.5. LA DEMANDE DOMESTIQUE**

La demande domestique qui compose 60 à 80% de la consommation en eau de la plupart des petits et moyens centres urbains en Afrique subsaharienne est souvent difficile à cerner. Surtout que la question comporte deux volets, à savoir la quantité d'eau à desservir et la qualité de service liée au mode d'approvisionnement (BF, BP, autres). Les sources de motivations des usagers et les éléments sur lesquels il faut les sensibiliser pour accroître leur adhésion afin de maximiser les bénéfices pour la santé seront identifiés au cours de l'évaluation de la demande. Plusieurs outils sont disponibles pour l'évaluation de la demande en services améliorés en eau dans les localités non encore pourvues de systèmes modernes d'approvisionnement en eau. Ils utilisent toutes deux approches, (i) l'approche directe et (ii) l'approche indirecte.

L'approche directe basée sur des sondages dont les applications sont les enquêtes de volonté et capacité de payer, les analyses conjointes, les focus groups. La méthode d'évaluation contingente de la demande est aujourd'hui la plus éprouvée. Les travaux du Pr D. Whittington et al de l'Université de Caroline du Nord aux USA (1987 – 1992) ont permis de confirmer la méthode dans plusieurs projets de la Banque Mondiale et d'obtenir une validation scientifique (*Manuel WASH- Water and Sanitation for Health- 1988, sur la méthodologie des études de volonté de payer*). L'évaluation contingente mesure la disposition et le niveau d'effort financier que les enquêtés consentent à fournir pour acquérir un nouveau service. L'étude



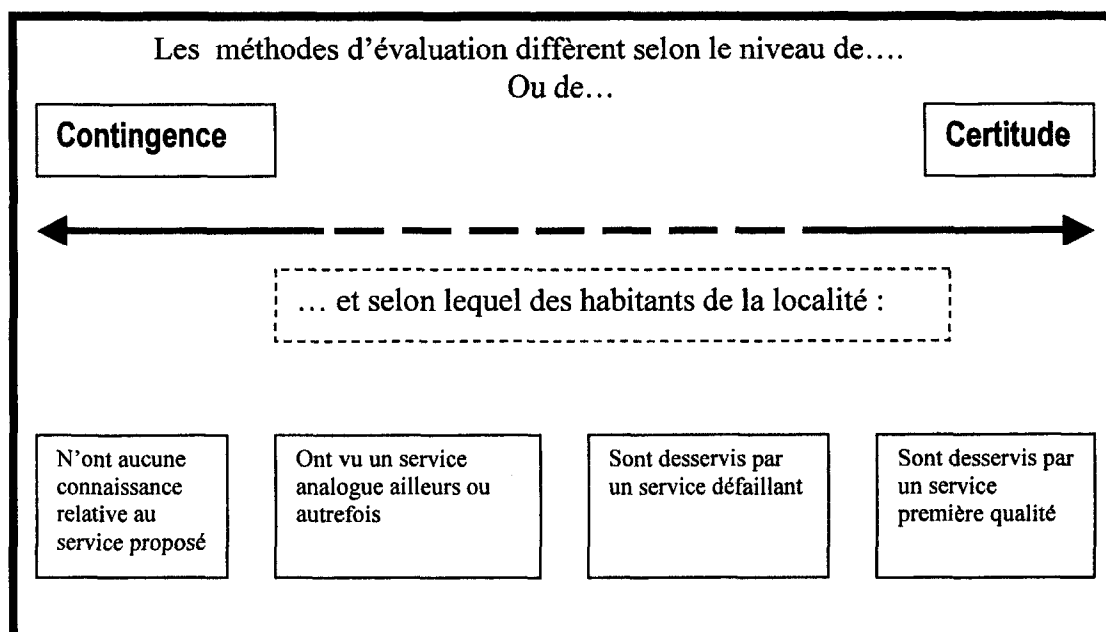
consiste à rechercher quatre éléments dans un jeu de questions-réponses structurées sur un échantillon représentatif de la population :

- Le niveau de service attendu par les enquêtés (consommation spécifique, mode)
- La volonté de participer à l'investissement (financièrement, investissement humain)
- La volonté de payer ultérieurement pour le service après l'investissement
- La perception des bénéfices pour la santé et le confort des usagers.

Ce questionnaire est souvent complété par d'autres questions socio-économiques qui permettent d'évaluer le niveau d'information de l'enquêté, sa capacité effective de payer en cherchant à mesurer ses revenus et leurs sources, le niveau de confort. Il comporte quelquefois une cotisation préalable à l'investissement comme preuve de l'engagement de l'usager. L'écart avec la volonté de payer permet de concevoir les mécanismes de mobilisation de la demande existante, orienter les campagnes pour susciter et entretenir la demande en qualité de service, et de concevoir les modalités de recouvrement des coûts. Les difficultés de mise en œuvre de la méthode réside le plus souvent dans le choix de l'échantillon et l'adaptation du questionnaire au milieu culturel des enquêtés. Dans la pratique Le questionnaire comportera quatre parties(Alain Morel A l'Huissier et al, mars 1998 -Analyse des paramètres économiques de la distribution pour les populations à faibles revenus des quartiers périurbains et de petits centres d'Afrique)

- Les caractéristiques démographiques de l'enquêté et du ménage ;
- Les caractéristiques de l'AEPA du ménage et ses appréciations du niveau de service ;
- La volonté de payer pour l'amélioration de ses conditions actuelles ;
- Les caractéristiques socioéconomiques de l'enquêté et du ménage et la qualité de ses réponses.

Le contenu du questionnaire tiendra compte du niveau d'information des enquêtés et de leur environnement.



**Figure 2.2 - Situation contextuelle d'une étude sur la plage de contingence(Vézina – 1992)**

L'approche indirecte consiste à faire des choix de modèle à partir de comparaisons avec des localités similaires. Les modèles sont construits à partir de l'analyse statistique des consommations de localités similaires possédant déjà un service d'eau. Mais il faut savoir que ces modèles ne résistent ni à l'épreuve du temps, ni au changement de site. C'est pourquoi on lui préfère l'approche directe qui a l'avantage de responsabiliser et de faire participer les usagers à la définition de leur système et ainsi d'offrir quelques garanties de pérennisation du système parce que les usagers et clients se l'ont approprié.

Les valeurs moyennes restent dans les fourchettes habituelles en ce qui concernent les consommations spécifiques. Le coût d'objectif (F/m<sup>3</sup>) sera déterminé en fonction des contraintes du site et de la fraction de la population qui pourra avoir accès au système amélioré. Dans tous les cas, l'expérience confirme que les ménages consacrent en moyenne 5% de leur revenus à l'approvisionnement en eau. Cette moyenne ne devra pas excéder 6 à 8% pour les ménages très pauvres.

En terme de quantité, La demande spécifique (l/j/hab.) est fonction du niveau de vie, de la culture des populations et des niveaux d'équipement sanitaire. On distingue deux niveaux dont les valeurs usuelles sont listées:

- Les besoins vitaux : eau de boisson, cuisson d'aliments, hygiène corporelle, vaisselle et lessive.
  - milieu rural            15 à 25 l/j/hab.
  - milieu urbain        20 à 35 l/j/hab.

**Tableau 2.2 : Exemple de consommation minimale d'eau – milieu urbain**

Usage	Moyenne(l/jour/personne)	
<b>Boisson</b>	3	5
<b>Cuisine</b>	0.5	1
<b>Lavage des mains</b>	0.5	1
<b>Hygiène corporelle</b>	11	20
<b>Vaisselle</b>	1	2.5
<b>Lessive</b>	4*	6**
<b>Total</b>	<b>20</b>	<b>35.5</b>

\* 30 l/semaine

\*\* 40 l/semaine

- La demande liée au niveau de vie et les habitudes culturelles : WC à chasse, bain ou douche à eau courante, évier et lavabo, nettoyage, arrosage de pelouse, piscine etc....
  - milieu urbain et semi-urbain 25 à 100 l/j/hab.

Dans les pays développés, les consommations spécifiques domestiques sont souvent stables, actuellement en baisse. Dans les pays en développement, le niveau de service auquel chaque ménage aura accès dépend

de sa volonté et capacité de payer discutée supra. Dans les pays de la sous région l'on a les intervalles suivants :

* hydraulique rurale :	15 à 20 l/j/hab.
* bornes fontaines :	15 à 30 l/j/hab.
* branchements particuliers	
un seul robinet de cours :	30 à 70 l/j/hab.
avec installations sanitaires intérieures raccordées	60 à 100 l/j/hab.

Dans la pratique les consommations spécifiques dépendent des habitudes culturelles. Elles sont souvent plus élevées en zone humide qu'en zone aride. Elles varient peu à l'intérieur d'un même mode d'approvisionnement. Elles changent lorsqu'on passe d'un mode à un autre.

## **2.6. LA DEMANDE SOCIALE**

La demande en eau des services et édifices publics dépend du niveau d'équipement sanitaire, du taux et de la durée des fréquentations. Il faudrait donc en faire l'inventaire, évaluer le niveau d'équipement actuel et futur ainsi que les habitudes de consommations observées.

En Afrique, les services publics sont peu équipés en installations sanitaires, les besoins en eau sont en général limité aux besoins vitaux : A titre indicatif.

* École sans internat	:	3 à 5 l/j/élève
* École et caserne avec internat	:	30 à 60 l/j/pers.
* Hôpitaux et dispensaires	:	150 à 200 l/j/lit.
* Administration	:	5 à 10 l/employé/j
* Marché équipé d'installations sanitaires	:	0,4 m <sup>3</sup> /1000 occupants/j
* Arrosage parc, pelouse	:	2 – 5 l/j/m <sup>2</sup>

## **2.7. LA DEMANDE DES ACTIVITES ECONOMIQUES**

L'estimation de la demande (industrie, artisanat, commerce) se fera par enquête au niveau de chaque unité. Cependant il faut tenir compte des besoins de l'artisanat qui sont quelquefois diffus à l'intérieur de la ville(Exemple: Bière de mil locale au Burkina Faso).

\* Abattoir (par tête d'animal abattu)

- ovins-caprins	120 à 160 l
- bovins	200 à 1000 l
- porcins	100 à 400 l

Exemple : Abattoir Frigorifique de Ouagadougou : 300 l/bétail/abattu

Généralement, dans les grandes et moyennes villes, la quantité d'eau utilisée pour l'abreuvement du bétail est marginal. Mais dans certaines localités, souvent de petite taille, situées en zones arides où l'élevage périurbain tend à se maintenir et se développer, les besoins du bétail peuvent représenter une proportion importante de la demande en eau. Dans ce cas les consommations spécifiques à prendre en compte sont les suivantes par tête, par jour: (Source CILSS).

* bovins – caprins	:	40 l
* ovins – caprins	:	5 l
* asins	:	20 l
* chameleins	:	50 l
* porcins	:	10 l
* volailles	:	0,1 – 0,2 l

Il ne sera pas perdu de vue que ce sont des consommations spécifiques moyennes qui enregistrent des fluctuations comparables à celles des consommations domestiques humaines.

## **2.8. LA GESTION DE LA DEMANDE**

La gestion de la demande devra s'insérer dans un cadre général de gestion de la quantité et de la qualité des ressources en eau. Dans la plupart des pays d'Afrique subsaharienne, les consommations domestiques sont plutôt faibles par rapport aux besoins réels de santé. Il faudrait plutôt encourager la consommation rationnelle de l'eau. La gestion de la demande doit avoir comme repères d'orientation la gestion intégrée des ressources en eau ainsi que les coûts d'opportunité observés dans le cadre économique du pays (eau pour l'agriculture, l'hydroélectricité, pisciculture, milieu humide).

Sur le plan technique la gestion de la demande consiste à encourager les pratiques peu consommatrices d'eau et le choix d'équipements intérieur conséquent (WC à faible volume d'eau par ex.), à sensibiliser les usagers sur le gaspillage de l'eau, à organiser des interventions rapides en cas de fuite d'eau, à gérer les volumes d'eau par un système de comptage efficace dans le but de suivre les évolutions et de repousser le plus tard possible la mobilisation de nouvelles ressources. Au niveau des unités industrielles, les procédés peu consommateurs d'eau seront favorisés. Le recyclage de l'eau devra être la règle dans ces unités.

Sur le plan économique et financier, il faut jouer sur l'élasticité de la demande par rapport aux tarifs. La tarification est un bon moyen de gérer la demande par la pénalisation des fortes consommations au profit des petits consommateurs domestiques. Ce qui nous rapprocherait de prix de l'eau économiquement plus équilibrés et socialement plus justes.

## CHAPITRE 3. LA PLANIFICATION DES SYSTEMES

### 3.1. OBJECTIFS DE LA PLANIFICATION

L'objectif de la planification est de fixer dans les grandes lignes les bases techniques, organisationnelles, financières et juridiques du système d'approvisionnement en potable d'un pays, une région ou une localité. A l'échelle d'un pays ou d'une région, l'AEP doit s'insérer dans un schéma de gestion intégrée des ressources en eau et de protection de l'environnement. L'agriculture et l'élevage absorbent en moyenne 70% des ressources en eau dans le monde. Ces deux activités sont suivies par l'hydroélectricité. La part des besoins en eau potable est relativement faible, mais reste déterminant pour le développement des établissements humains.

**Tableau 3.1 : Exemple d'allocation des ressources en eau barrage de Bagré**

USAGE	ALLOCATION	
	millions m <sup>3</sup>	%
Turbinage(hydroélectricité)	865	68
Besoins agricoles et domestiques	150	12
Déversement	90	7
Evaporation/infiltration	165	13
TOTAL	1270	100

Source : Projet Bagré – Burkina Faso

L'établissement d'un plan de développement des ressources en eau requiert des moyens financiers et humains pour effectuer les enquêtes et les études nécessaires afin de lui donner une base active :

- Ressources en eau
- Socio-économie
- Études organisationnelles et de gestion
- Mode de financement

Dans un plan de développement il y est édicté clairement les objectifs à court, moyen et long terme sur une période de 15 à 20 ans. Le modèle intègre l'ensemble des besoins et les orientations de construction qui préservent la ressources et l'environnement tant régional que national. Dans les plans de développement, il faut noter que les estimations sont généralement volontaristes, car ils sont l'expression d'une politique de prévision. Les études de plan de développement seront présentées sous forme d'un rapport accompagnées de plans, des coûts approchés de création et d'exploitation des variantes retenues ainsi que la stratégie de réalisation. Il fixe le cadre général afin de rendre cohérent les différentes actions.

En ce qui concerne la création ou l'extension d'un système AEP à l'échelle d'une localité, d'une communauté (urbaine, régionale), c'est dans la planification opérationnelle que les données précises seront utilisées, pour des horizons court et moyen terme: 10 ans environ.

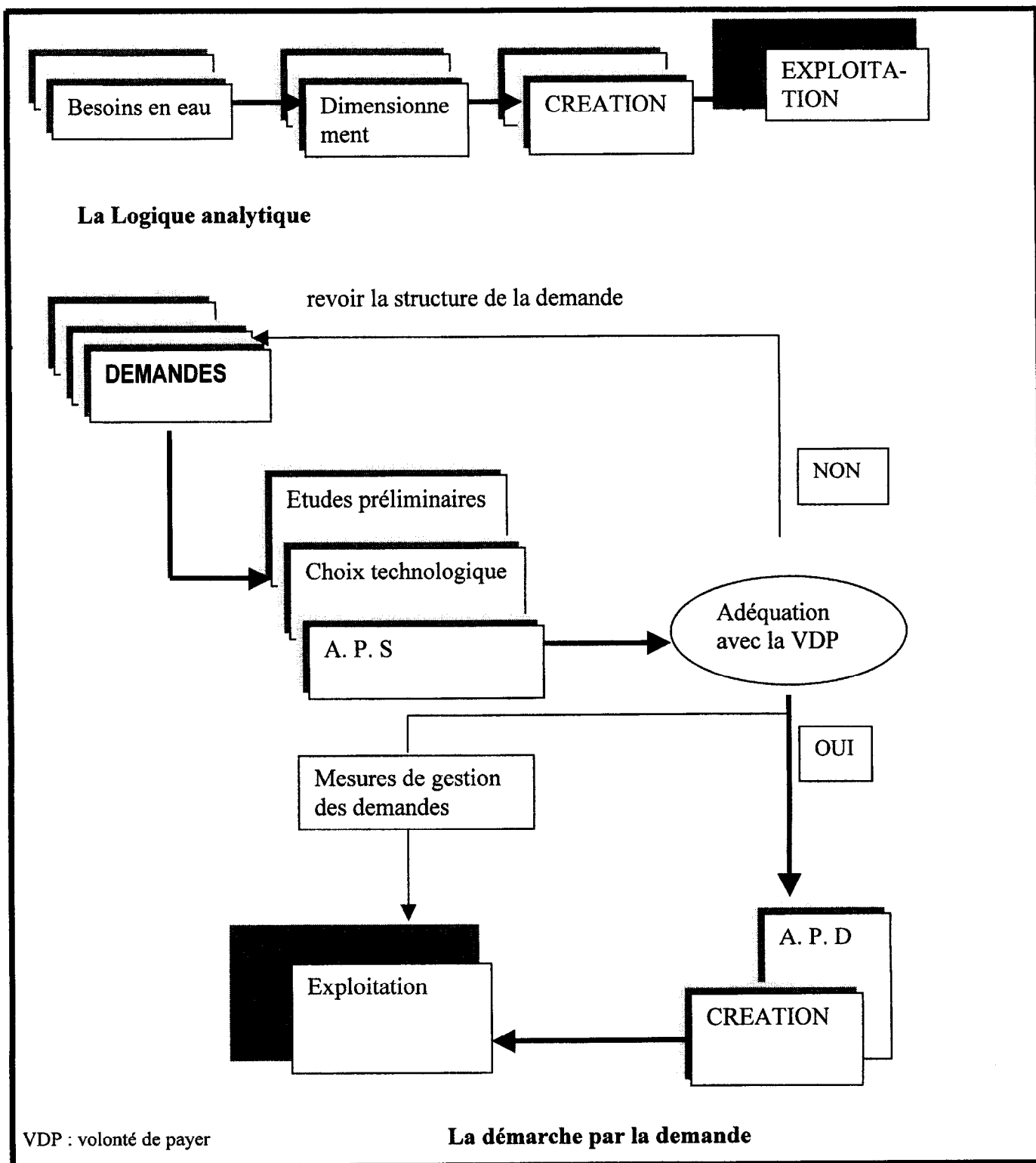
### 3.2. APPROCHE DE PLANIFICATION

L'eau est un service public dont la fourniture ne peut être reportée. Seuls le niveau et la qualité du service sont questionnables en fonction de l'environnement socioéconomique. La mise en cohérence entre la modicité des moyens financiers, l'ampleur des besoins et les difficultés de visibilité de l'horizon économiques conduit souvent à l'adoption d'une démarche de planification de type stratégique. Elle adapte le mieux les investissements aux incertitudes après le court terme, aux crises économiques. La démarche classique de planification sous-tendue essentiellement par la valeur d'usage de l'eau faisait des systèmes d'alimentation en eau de simples équipements publics à mettre à la disposition des usagers, sans souvent tenir compte de leur capacité à les auto-entretenir. Elle a fait long feu avec l'expérience vécue au cours de la Décennie Internationale de l'Eau Potable et l'Assainissement (DIEPA 1981–1990) où les difficultés de pérennisation des systèmes sont vite apparues. Soit les installations étaient mal entretenues par manque de revenus nécessaires, soit l'augmentation des prix a exclu certaines couches de la population de l'accès au système. Les populations défavorisées, vivant à la périphérie des zones semi-urbaines sont restées loin des services d'eau officiels à cause de l'insuffisance de leurs revenus. Mais l'eau est un droit ou plus simplement une édilité dont la fourniture doit être universelle dans une localité. C'est dans une démarche itérative avec les usagers que l'on peut trouver l'équilibre entre la viabilité du système et la satisfaction des demandes.

**Tableau 3.2 : Comparaison des approches de planification**

PARAMETRES	APPROCHE CLASSIQUE	APPROCHE STRATEGIQUE
Nature	Déterministe	Statistique : enquête et études socio-économiques
Acteurs principaux	collectivité (administration, projecteurs	usagers collectivité projecteurs
Prix de l'eau à la construction	Valeur d'usage	Valeur économique
Avantages	Faiblesse relative du coût des études	Durabilité des investissements souplesse et adaptabilité du système
Difficultés	Fixation du prix de l'eau -couverture des coûts opération et maintenance – risque d'un faible taux de couverture ou de recouvrement.	- Établissement de la demande .quantité d'eau .qualité de service - niveau de couverture des populations à faible revenu.

L'utilisation de la logique analytique qui avait cours durant les années 1950 – 1980, caractérisée par une forte croissance du marché s'adapte mal à la situation de crise que nous vivons actuellement. Il faut lui substituer une démarche systémique qui tiennent compte de l'ensemble des paramètres pouvant influencer la réponse des usagers. Il s'agit de construire une offre adaptée aux caractéristiques de la demande pour prévenir les échecs.



**Figure 3.1 - Comparaison des démarches de création et de gestion des systèmes AEP.**

L'approche de planification stratégique ou planification par la demande doublée d'une démarche systémique a pour objectif principal l'efficacité et la durabilité des investissements, en impliquant de façon décisive les usagers dans le choix du système à mettre en place. La problématique de l'accès à l'eau potable est véritablement la fixation de la demande en eau qui dépend non seulement de la volonté et la capacité de payer des usagers, mais aussi et surtout pour les zones à faibles revenus, du niveau de la subvention ou l'allocation financière que la communauté, nationale ou internationale accepte de leur accorder. Cette approche sera à la base de la conciliation de la valeur d'usage, exprimé par le fait que l'Etat doit assurer un accès de chacun à un système AEP, et la valeur économique du fait que chacun devra apporter sa contribution pour accéder à un système AEP. En particulier, cette approche est utile pour les petits centres semi-urbains et les zones péri-urbaines, où l'occupation des sols est peu organisée et précède habituellement les équipements collectifs de service d'eau, électricité, assainissement, etc. L'approche par la demande donne la souplesse nécessaire afin d'adapter progressivement le système d'approvisionnement eau à l'évolution du développement urbain de la zone. Les études débouchent sur un plan de développement et une stratégie d'exécution dont la décision de réaliser devra à chaque fois être justifiée par l'expression effective d'une partie des demandes. En d'autres termes, la demande préexistante ou suscitée précède l'offre de service. Les plans sont conçus de telle manière que la réalisation d'une ou de plusieurs parties, en fonction des demandes et des moyens financiers disponibles, ne nuise pas à la cohérence de l'ensemble.

Le document de diagnostic élaboré avec la participation des usagers fixe les objectifs et balise le rôle des acteurs sous forme de programmes.

D'un point de vue conceptuel, le technicien projeteur qui avait la prépondérance de l'action dans l'approche classique devient l'accompagnateur avec d'autres spécialistes d'un programme défini à partir du cadre organisationnel et de financement de l'autorité politique. Ils apportent leur expertise aux usagers qui auront alors une influence décisive sur le choix de leur système.

Cette approche a besoin d'un cadre interdisciplinaire où chaque spécialiste est obligé de faire l'effort de comprendre le rôle des autres et d'intégrer ses propositions dans celles des autres. Les oppositions traditionnelles entre spécialistes doivent faire place à une véritable synergie et une collaboration franche entre socio-économistes, ingénieurs, financiers, juristes.

### **3.3. CONTENU DU PLAN STRATEGIQUE**

#### **3.3.1. Formulation**

Les termes de référence de l'étude doivent énoncer clairement les objectifs à court, moyen et long terme et fixer les différents horizons, le champ géographique et le degré de détails demandé. La fixation des horizons de planification dépend fortement des renseignements disponibles pour projeter l'avenir avec un



minimum de certitude. Dans les pays en développement où les connaissances utiles à la planification permettent de dépasser rarement les cinq ans, les plans stratégiques se limiteront à 15 ans voir le plus souvent 10 ans avec un dispositif pour une révision périodique épousant bien le concept de stratégie.

L'échelonnement de la réalisation des ouvrages obéit à plusieurs contraintes dont les plus importantes sont :

- la durée de vie utile de l'ouvrage ou de la composante
- la facilité ou la difficulté d'extension de l'ouvrage
- les conditions de fonctionnement durant les premières années de mise en service
- la capacité de mobilisation plus ou moins rapide des fonds nécessaires aux extensions

Plusieurs facteurs doivent être pris en compte dans la délimitation du champ géographique de la planification

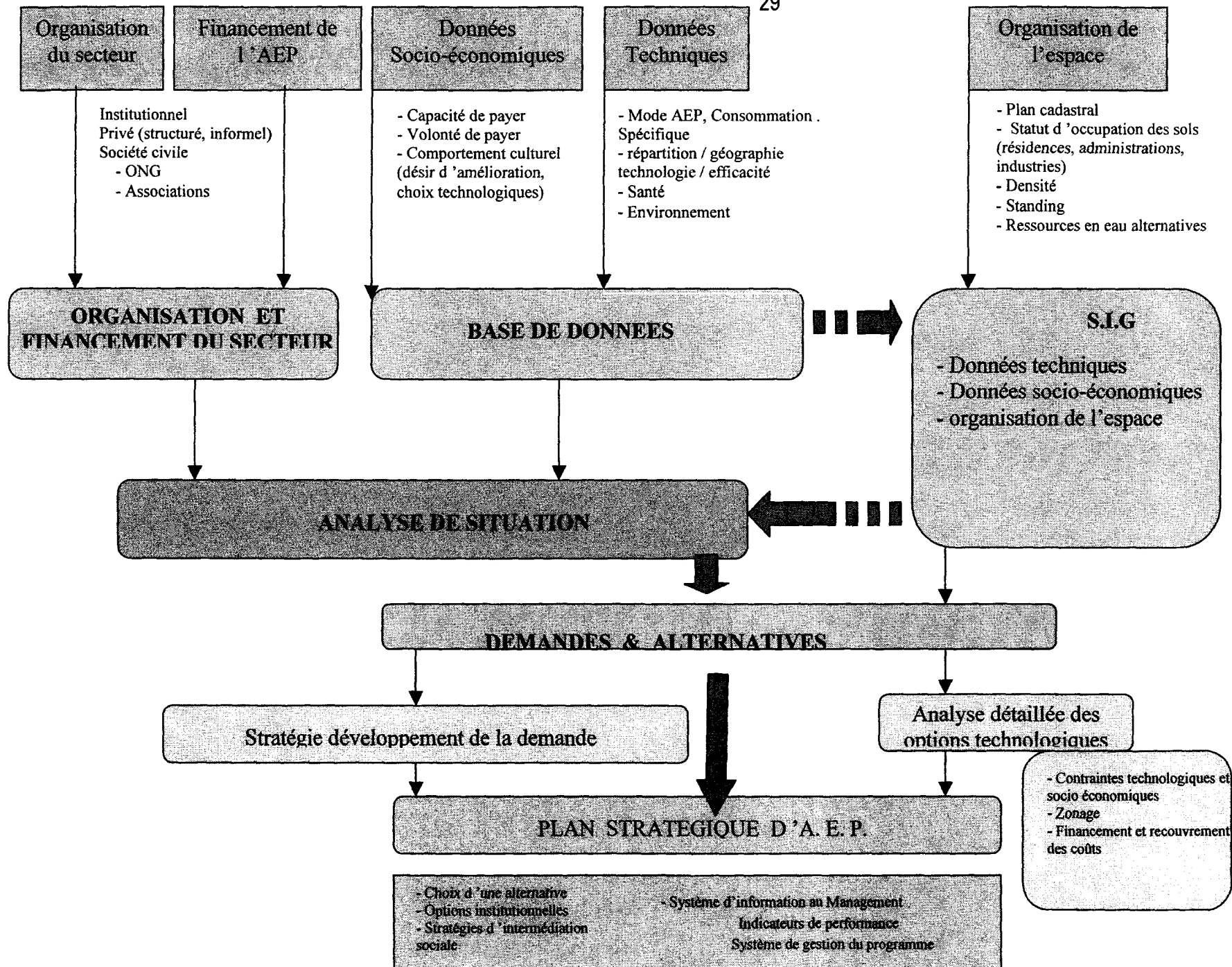
- l'existence d'un schéma directeur d'aménagement de l'espace urbain concerné
- les limites administratives et politiques de la localité (généralement les municipalités recouvrent des aires géographiques plus grandes que la ville chef-lieu)
- la disponibilité des ressources

### 3.3.2. *Eléments du plan stratégique*

Les études d'établissement de plan de développement (plan stratégique) couvrent les éléments suivants :

- Recueil des données socio-économiques et leur évolution sur les 5 dernières années.
  - population
- développement urbain
  - données économiques
  - données juridiques et institutionnelles
- Diagnostic et évaluation des performances du système existant ;
- Évaluation des ressources en eau ;
- Evaluation des demandes en terme de qualité de service, consommation spécifique en fonction des prix
- Étude des variantes ;
- Études économiques et financières : finances et charges, prix de vente ;
- Étude de gestion du système : taux de recouvrement, forme de gestion : communautaire, communale, étatique, privée.
- Plan de développement et stratégie de financement et de réalisation

La démarche du projeteur peut être résumée sur le diagramme qui suit en ce qui concerne les centres urbains:



Dans le cas de projet dans les centres semi-urbains ou ruraux, le rôle du projeteur est d'accompagner les populations dans leur choix.

Ainsi l'équipe de projet joue le rôle de promoteur et d'assistance à la communauté. La communauté qui a le pouvoir de décision s'engage dans la construction et maintenance et ou le payement du service.

Dans tous les cas le choix du système se fera en fonction des ressources en eau mobilisable, de la demande en eau, du niveau de service, du coût des installations. En particulier en ce qui concerne les ressources en eau dont le choix est décisif sur le type et les dimensions du système AEP l'estimation des débits tient compte de tous les facteurs d'hétérogénéité temporelle : les niveaux piézométriques ainsi que les essais de pompage seront enregistrés aux périodes les plus défavorables. Une attention particulière sera portée au renouvellement inter-annuel des ressources en eau souterraines, pour préserver la productivité de l'ouvrage. Le choix d'une ressource en eau doit être consécutif à une étude économique et financière comparative (investissement de mobilisation, opération et maintenance des installations) dès lors que la disponibilité est prouvée. Dans bien des cas le choix se limite à la solution financièrement accessible.

En exemple, l'approvisionnement en eau de la ville de Ouagadougou pouvait se faire à partir d'une prise sur le fleuve Mouhoun, le Barrage de Bagré ou sur le barrage de Ziga à construire. La solution financièrement accessible était la construction d'un barrage de 200 millions m<sup>3</sup> sur le Nakambé à Ziga situé à 50 km de Ouagadougou.

Cependant, Il faut approfondir les critères de choix même en présence d'une seule ressource abondante. Il est judicieux de planifier l'AEP d'une ville à partir de plusieurs sources d'origine géographique différente. Elles peuvent permettre de faire des économies à l'investissement ; elles donnent un degré de flexibilité à l'exploitant, surtout en cas de défaillance de l'une des sources d'approvisionnement, panne, pollution accidentelle. De ce fait la dispersion géographique des ressources en eau, notamment pour les grandes villes est un critère potentiel favorable dans la sécurité de l'AEP.

**Tableau 3.3 : Avantages et inconvénients comparées des eaux superficielles et des eaux souterraines**

CARACTERES	EAUX SUPERFICIELLES	EAUX SOUTERRAINES(y compris sources)
Répartition dans l'espace	Ressource concentrée dans les rivières et les lacs, impliquant dans certains cas des adductions importantes, mais permettant des prises de fort débit en un seul site	Ressource extensive facilitant les captages sur les lieux d'utilisation donc minimisant les coûts d'adduction, mais nécessitant une pluralité de captages pour satisfaire une forte demande, sauf dans le cas de source à débit minimal très élevé.
Disponibilité dans le temps	Variable d'une saison et ou d'une année à l'autre en fonction des aléas climatiques lorsque les besoins excèdent les ressources en étiage il est nécessaire de construire des ouvrages de régularisation.	Réserve naturelle ne nécessitant pas de régularisation. Débit peu variable offrant une ressource plus résistante que l'eau de surface aux aléas donc une meilleure sécurité d'approvisionnement.
Evaluation quantitative de la ressource	Ressource visible, nécessite une interprétation statistique de données recueillies sur une période assez longue.	Ressource invisible, son évaluation précise nécessite la mise en œuvre de méthodes assez complexes. Ressource souvent limitée, ne pouvant, sauf exception, satisfaire à elle seule les besoins d'une grande agglomération.
Vulnérabilité à la pollution	Très sensible aux rejets polluants dans l'ensemble du bassin versant, en amont du point de captage introduisant de nouveaux facteurs de variation de la qualité rendant le traitement encore plus difficile. Les pollutions accidentelles peuvent rendre pendant une certaine période (quelques jours en général), la ressource inutilisable. Les mesures de lutte contre la pollution ont un effet rapide dans les rivières et beaucoup plus lent dans les lacs.	Certaines eaux souterraines sont totalement protégées des risques de pollution. D'autres sont plus vulnérables à la pollution, sans l'être autant que les eaux de surface, et doivent faire l'objet de mesures de protection. Lorsqu'une ressource en eau souterraine est polluée, sa capacité de régénération est très lente (souvent plusieurs années ou dizaines d'années). Le traitement ou l'abandon de la ressource s'impose alors
Coût	Les études d'évaluation de la ressource sont moins coûteuses, mais plus longues. Les coûts d'investissement et d'exploitation sont plus élevés que ceux des eaux souterraines et sont d'autant plus élevés que le traitement doit être plus sophistiqué, que l'adduction est plus lointaine ou que la nécessité de régularisation de la ressource en eau de surface s'impose	Les études d'évaluation précise de la ressource sont plus coûteuses. Les coûts d'investissement et d'exploitation sont moins élevés que pour les eaux de surface et sont dépendants des caractéristiques de l'aquifère (profondeur, productivité de chaque ouvrage). Les frais d'exploitation sont assez sensibles aux variations du coût de l'énergie.
Souplesse de réalisation	Grande rigidité dans le découpage des tranches successives de réalisation des équipements de traitement, d'adduction et de régularisation entraînant une sous-utilisation de ces équipements à leur mise en service.	Possibilité d'un équipement progressif s'adaptant mieux à l'évolution de la demande.

### 3.4. LES CRITERES DE CONCEPTION ET DE PLANIFICATION

#### 3.4.1. Evaluation du nombre de consommateurs

L'alimentation domestique constitue une part importante de la demande. L'estimation de la population concernée par le système amélioré, souvent sujet à controverses lors des discussions de projet, doit être faite sur la base des données statistiques et du taux de croissance observée. Le concepteur devra tenter de déceler les facteurs sociaux ou économiques qui ont pu influencer le taux de croissance durant les 5 à 10 dernières années avant de proposer la tendance pour le long terme (10 à 20 ans) :

- zone d'émigration/immigration,
- installation/ fermeture d'unités économiques,
- niveau de développement urbain.

Plusieurs méthodes existent pour rendre compte de la variation de la population et projeter son évolution

La méthode graphique consiste à établir la courbe de croissance de la population en fonction du temps et à procéder à une extrapolation de la courbe en prenant en compte les facteurs qui pourraient l'influencer. On peut adopter l'évolution d'une localité qui a présenté ou qui présente des caractéristiques socio-économiques similaires.

Une croissance arithmétique ou taux de croissance uniquement proportionnel au temps

$$P_n = P_0 + K_{arith}(t_n - t_0)^n$$

$P_n$  = Population de l'année  $t_n$

$P_0$  = Population de l'année de référence  $t_0$

$K_{arith}$  = Constante de croissance arithmétique

Une croissance géométrique ou taux de croissance proportionnel à la population et au temps. Le taux est fixe pendant une certaine période déterminée par le projeteur ou par les démographes.

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

$P_n$  = Population après  $n$  années

$P_0$  = Population à l'année de référence

$\alpha$  = Taux d'accroissement de la population

Une croissance à taux décroissant, lorsque pour des raisons particulières, la population tend vers une saturation pour des raisons diverses telles que ralentissement de la natalité, lois des grands nombres dans les mégapoles :

$$P_n = P_0 (S - P_0) (1 - e^{-k\Delta t})$$

$P_n$  = Population après n années

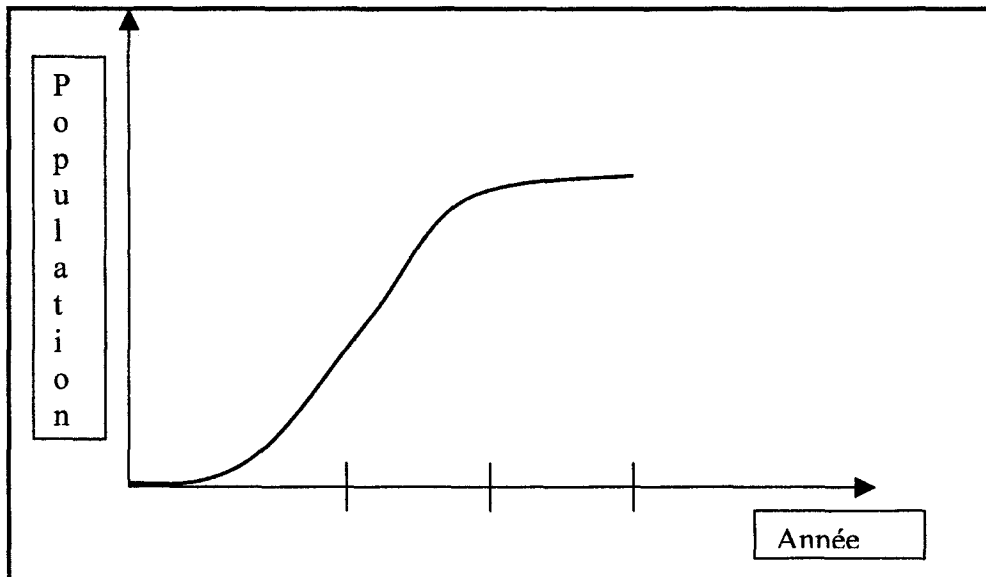
$P_0$  = Population à l'année de référence

$S$  = Population à saturation supposée

$k$  = constante de décroissance

$\Delta t = t_n - t_1$

En général la courbe d'évolution d'une localité subit trois phases. Durant la première phase il y a un accroissement lent. La deuxième phase présente un accroissement rapide. La dernière phase correspond à une certaine stabilisation ou l'on observe un ralentissement du taux de croissance. La représentation graphique est une courbe à deux points d'inflexion.



**Figure3.2 – Historique de croissance de la population d'une localité**

Dans la pratique le taux de croissance tend à s'infléchir au cours du temps avec l'augmentation de la population. La croissance adaptée aux localités africaines est de type géométrique avec une atténuation progressive du taux. Les informations seront reconstituées à partir des sources de statistiques démographiques :

- recensement général de la population et de l'habitat
- statistiques des naissances/décès (Etat civil fiable)
- immigration / émigration
- schéma directeur d'aménagement urbain et taux d'occupation des parcelles

En Afrique subsaharienne, le taux d'accroissement de la population varie de 2 à 3% pour les petites localités, 6 à 8% pour les grandes agglomérations soumises à l'immigration massive. Dans plusieurs pays d'Afrique, le développement urbain est difficilement maîtrisable. L'occupation des sols est très peu organisée. Il est alors indiqué de bien délimiter l'aire géographique concernée par le système amélioré à construire avant de passer à sa conception. Lorsqu'il y a une brusque augmentation dans l'historique de l'accroissement de la population, il est important d'en déterminer l'ampleur et les raisons. Cette tranche de population concernée s'est-elle installée intra-muros par densification des lotissements existants, à la périphérie de la ville ou provient-elle d'une intégration de villages existants qui ont été englobés dans le développement spatial de la ville. Ces données gonflent de façon exagérée le taux réel d'accroissement de la population lorsqu'elles ne sont pas bien cernées.

### 3.4.2. Les variations cycliques de la demande

Les consommations varient en terme quantitatif suivant les saisons, les jours de la semaine, les heures de la journée. Ces variations ont une influence directe sur les ressources en eau à mobiliser et ou les dimensions des installations. Les dimensions du système de distribution sont déterminées par le comportement des usagers à qui l'on doit offrir un service continu.

Le rôle du projeteur consiste à opérer les choix de comportement des usagers à prendre en compte afin d'offrir un service à la mesure de leur capacité financière. Les variations cycliques de la demande sont le fait surtout des consommations d'origine domestiques. Les fluctuations dues aux autres types d'usages sont, soit suffisamment définies par l'utilisateur(industrie par ex.), soit considérées comme épousant le modèle de la consommation domestique.

- Les variations saisonnières

Les variations saisonnières ont une influence sur la demande globale et les dimensions du système. Elles permettent d'évaluer les besoins de régulation de ressources en eau (barrage, nappe, souterraine). Le coefficient de pointe saisonnière  $C_{ps}$ , est le rapport de la consommation journalière moyenne calculée sur l'année et de la consommation journalière moyenne de la période de pointe

$$C_{ps} = \frac{D_{jmp}}{D_{jm}} \quad \begin{matrix} [m^3/j] \\ [-] \\ [m^3/j] \end{matrix}$$

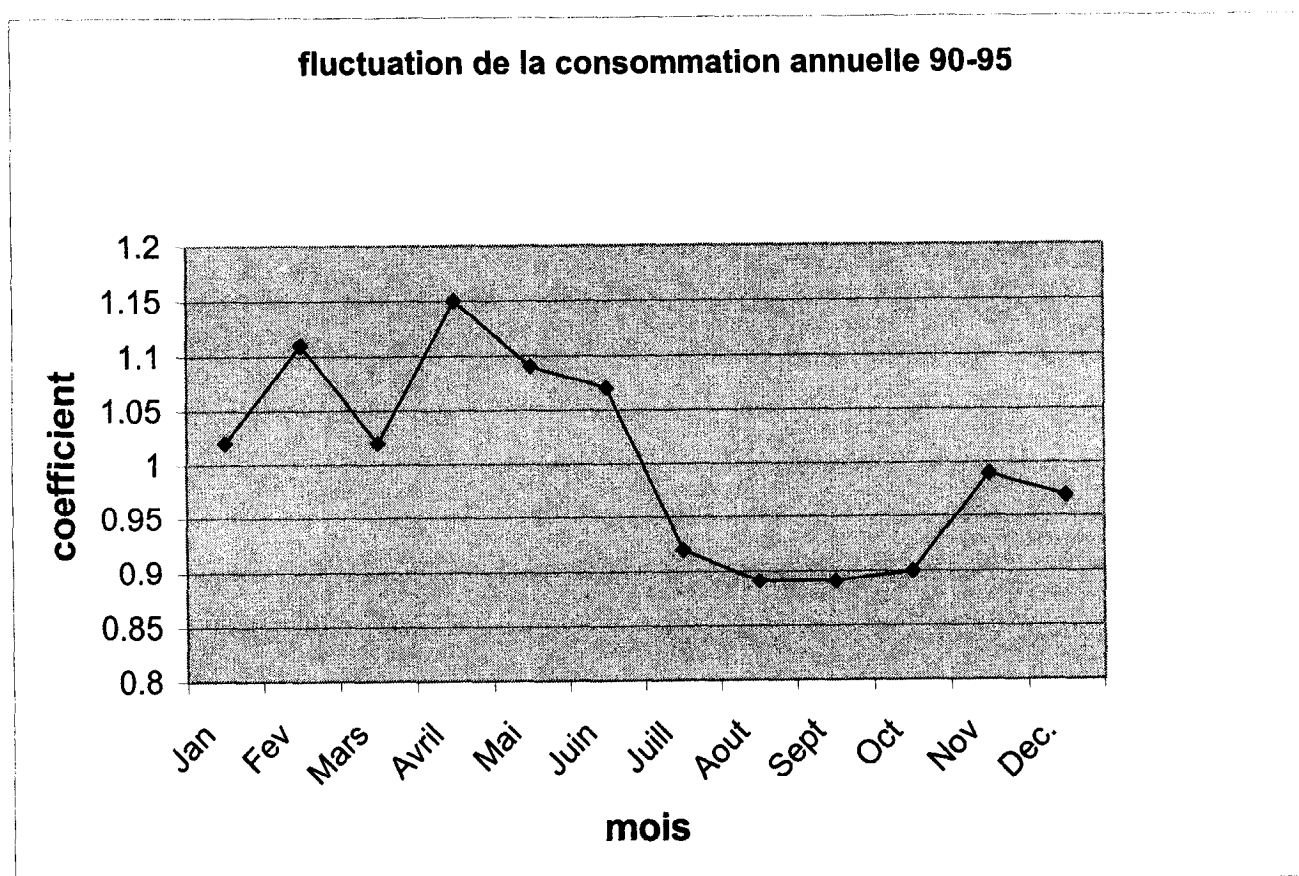
$D_{jmp}$  = Demande journalière moyenne du mois de pointe

$D_{jm}$  = Demande journalière moyenne (sur l'année)



Le coefficient de pointe saisonnière est influencé par les périodes de chaleur, les flux saisonniers de personnes (tourisme par exemple), l'arrivée temporaire de consommateurs de ressources alternatives du fait de la détérioration de leur qualité et ou de leur tarissement. Il varie en situation normale entre 1.10 en zone tropicale humide où les ressources en eau sont abondantes et les températures stables, et 1.20 en zone sahélienne où le tarissement cyclique des ressources alternatives se conjuguent avec les fortes chaleurs.

Dans les centres à faible consommation industrielle, il faut tenir compte dans le dimensionnement des systèmes, des périodes de basse consommation. Dans certaines localités où l'activité économique déplace les populations hors de leur résidence habituelle en ces moments (travaux agricoles durant la saison des pluies), elle peut baisser jusqu'à 70% de la consommation moyenne. Il faut alors prévoir des mesures d'entretien spécial qui tiennent compte de ces perturbations dans le fonctionnement du système.



source AEP Bobo- IGIP

**Figure 3.3 - Variation saisonnière de la consommation à Bobo-Dioulasso**

- *Les variations hebdomadaires*

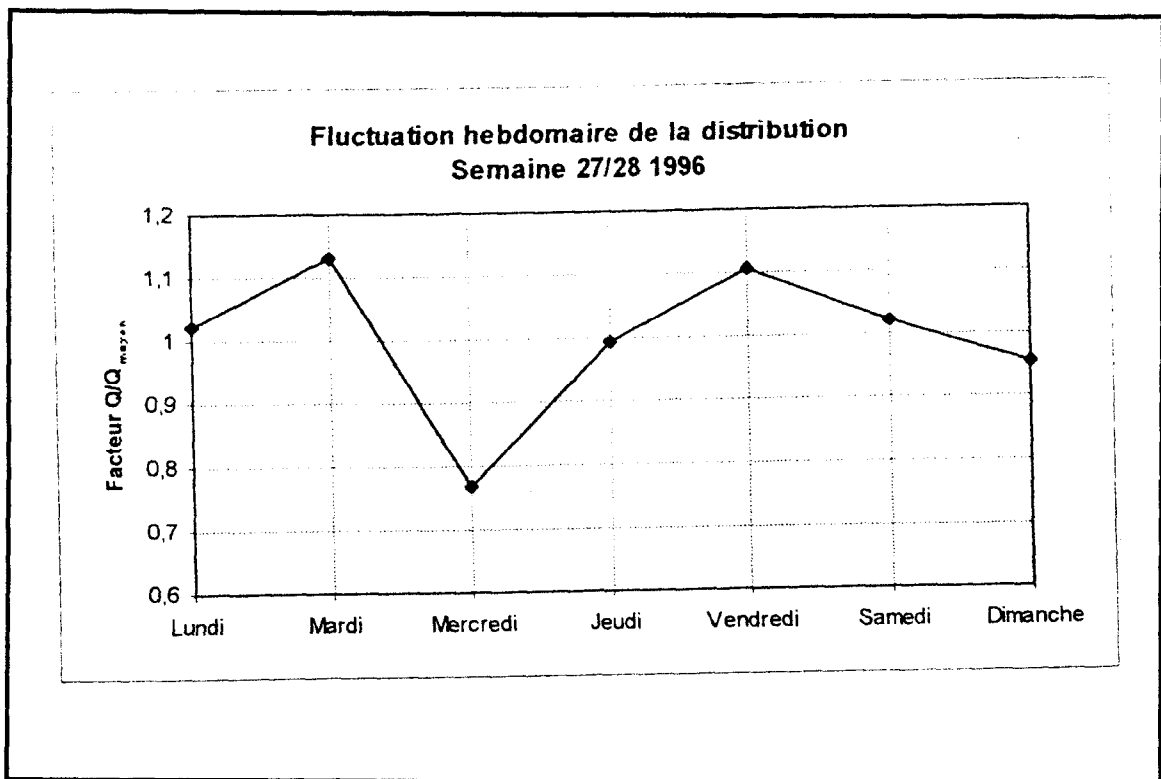
Le coefficient de pointe journalière exprime le retour de façon cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine ; Les pointes de consommations se situent aux jours de grande lessive et de repos

hebdomadaires. Le coefficient de pointe journalière est indépendant de la saison. Il varie entre 1.05 et 1.15.

$$C_{pj} = \frac{D_{jp}}{D_{jmp}} \quad (-)$$

D<sub>jp</sub> = Demande du jour de pointe (m<sup>3</sup>/j)

D<sub>jmp</sub> = Demande journalière moyenne du mois de pointe



source AEP Bobo- IGIP

**Figure 3.4 - Variation hebdomadaire de la distribution**

- *Les variations journalières*

Le coefficient de pointe horaire rend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il exprime donc les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il est indépendant de la saison. Il n'a aucune influence sur les quantités d'eau à mobiliser. Il est d'autant plus atténué que la ville a des activités diversifiées. Le coefficient de pointe horaire est estimé par des études statistiques sur divers systèmes similaires ou par le biais de formules empiriques.

La formule dite du Génie Rural ( France)

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}} \quad [-] \quad Q_{mh} [m^3 / h]$$

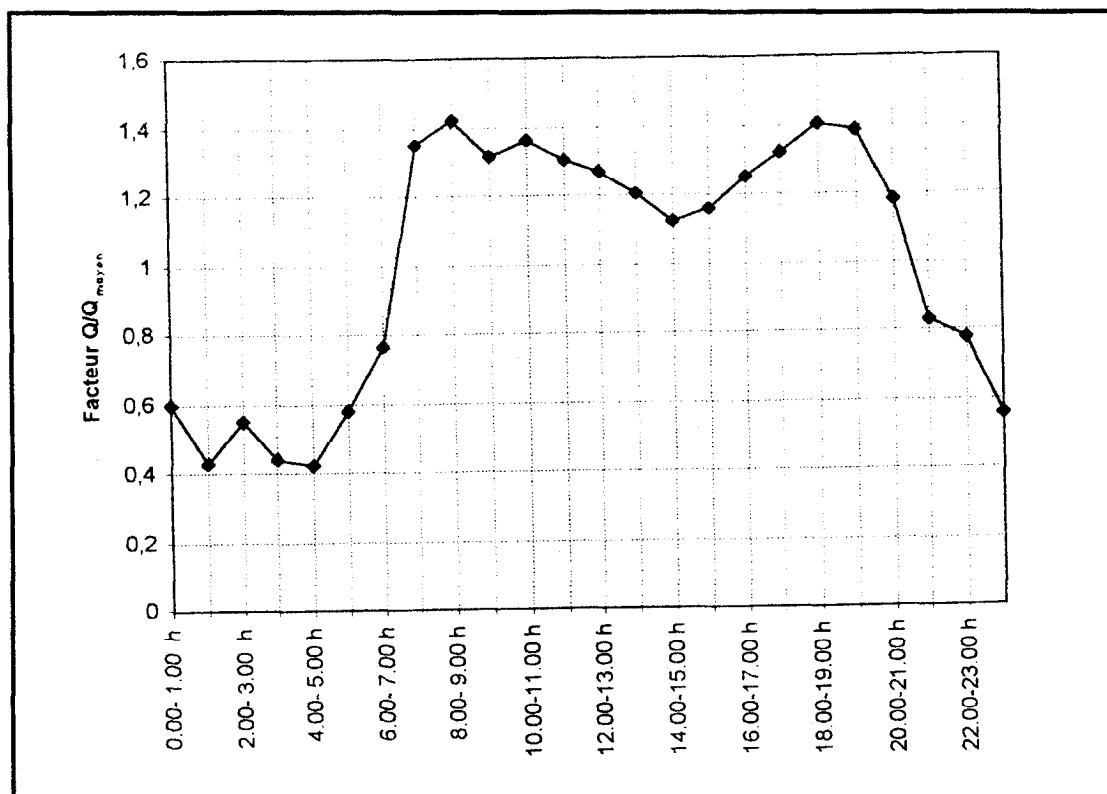
Suivant l'expérience, le coefficient de pointe horaire est proche de 1.5 pour les villes de plus de 200.000 habitants (industrialisés), et 3 pour les localités de moins de 10.000 habitants.

Valeur du coefficient de pointe horaire selon la taille de la localité

Taille de la localité (habitants)	< 10 000	10 000 à 50 000	50 000 à 200 000	> 200 000
Coefficient	2.5 à 3	2 à 2.5	1.5 à 2	1.5

$$1.5 < C_{ph} < 3$$

Dans les centres urbains d'Afrique subsaharienne, le coefficient de pointe horaire est élevé à cause de l'absence d'industries pouvant fonctionner pendant les heures de faible consommation domestique et de service. Il varie alors entre 2 et 3. Il intervient dans le dimensionnement du système de distribution et de stockage.



source AEP Bobo- IGIP

**Figure 3.5 - Variation journalière de la distribution à Bobo**

Exemple de Ouagadougou, ville de 1 million d'habitants (*source AEP Ouaga-Ziga, études Lahmeyer International*)

$$C_{ps} = 1.2$$

$$C_{pj} = 1.13$$

$$C_{ps} = 2.2 \text{ à } 2.9$$

### 3.4.3. Les pertes d'eau

Les pertes d'eau peuvent être calculées, annuellement, mensuellement ou par jour suivant la nature des ressources en eau. Il y a deux types de pertes : les pertes techniques durant le traitement et sur le réseau de distribution, et les pertes commerciales dues à l'eau consommée et non facturée comme les erreurs de comptage, les branchements clandestins et les prélèvements aux bouches d'incendies.

- *Les pertes de traitement*

Les pertes de traitement sont de deux ordres, notamment pour les stations de traitement d'eau de surface. C'est d'abord l'eau perdue avec les boues lors des purges des décanteurs. C'est ensuite l'eau de service utilisée pour le lavage des filtres et des décanteurs, les fuites obligatoires des pompes de refoulement. La moyenne admissible des pertes se situe entre 4 et 5% ; d'où un rendement des installations autour de 95%.

$$\eta_r > 95\%$$

- *Les pertes de distribution*

Ce sont d'abord les fuites constatées sur le réseau de distribution lui-même. Ensuite les pertes d'eau avant compteur sur les branchements qui sont souvent négligées par certains exploitants et qui peuvent représenter plus de 50% de pertes totales. Les pertes dépendent de la nature des conduites, leur vétusté, de l'entretien et le renouvellement des branchements particuliers, de la surveillance et du délai d'intervention à l'occasion des fuites signalées. Les fuites les plus importantes arrivent pendant les périodes de basse consommation pendant que la pression est la plus élevée dans le réseau. Il est communément admis que le ratio technico-économique de perte au cours du transport et de la distribution varie entre 10% à 20%.

$$\eta_r > 85\%$$

Mais le paramètre qui mesure le mieux la qualité technique du réseau est l'indice linéaire de fuite journalière ( $\text{m}^3/\text{km}/\text{jour}$ ). La norme doit être fixée pour chaque réseau en fonction des quantités d'eau distribuées, de la longueur du réseau et du nombre de points de livraison.

Le découpage d'un réseau en deux ou trois sous-réseaux ou les volumes d'eau sont mesurés en permanence ou temporairement, appelé sectorisation est la méthode la plus appropriée pour sérier et maîtriser les pertes dans les réseaux. C'est sur le premier niveau ou secteur que les indicateurs technico-économiques comme le rendement du réseau sont calculés. L'indice linéaire de fuite est calculé sur le premier sous-niveau. Les deuxièmes sous-niveaux servent à localiser géographiquement les fuites et à prendre les mesures de leur réduction.

- *Les pertes commerciales ou de comptage*

Les pertes commerciales ou pertes par comptage ne sont pas des pertes d'eau à prendre en compte dans le dimensionnement des installations. Mais leur maîtrise contribue à limiter le gaspillage, à améliorer les finances du système et à rendre un service optimisé. Il est communément admis que l'eau non comptabilisée représente environ 4 à 6% des quantités distribuées. Les mesures à prendre pour éviter les dérapages sont les suivantes :

- bon dimensionnement des compteurs des abonnés ;
- plan de renouvellement des compteurs ;
- suivi de la facturation ;
- Suivi de l'eau non comptabilisée utilisée par les groupements de sapeurs pompiers ;
- Chasse aux branchements clandestins.

#### 3.4.4. *La pression de service*

La pression de service délivré par le système de distribution doit permettre à l'utilisateur d'opérer les prélèvements d'eau normalement sans effort supplémentaire. Elle interdit la pénétration des eaux d'infiltration dans les canalisations. Elle est un élément de confort à l'intérieur des habitations des usagers. Les pressions de service contractuelles varient de 5 mCE pour les systèmes simplifiés à 1 à 2 bars pour les systèmes classiques.

### 3.5. **EVALUATION DES BESOINS**

#### 3.5.1. *La demande moyenne en eau*

La recherche de la demande moyenne a pour objectif d'en évaluer l'évolution, d'identifier les sources potentielles et de prévoir leur aménagement dans le financement des installations. La demande en eau à

court, moyen et long terme est calculée sur la base des consommations ou demande moyennes. Cette présentation permet d'en évaluer l'évolution et d'anticiper la mobilisation de nouvelles ressources en eau. Elle est faite à partir des consommations spécifiques moyennes journalières et des résultats d'enquêtes auprès des usagers institutionnels et socio-économiques. Le choix de calcul à la journée est seulement lié au mode de fonctionnement et de gestion des installations pour des raisons de commodité et de conformité avec les habitudes de travail.

**Tableau 3.4 : Exemple d'évaluation de la demande journalière moyenne d'un centre semi-urbain**

<b>DESIGNATION</b>	<b>AN (-1)</b>	<b>AN 0</b>	<b>AN 10</b>	<b>AN 15</b>
<b>1. Population estimée</b>				
<b>Consommation domestique</b> -Branchements particuliers Population desservie Nbre de branchements Consommation spécifique (l/j/hab.) Consommation totale BP -Bornes fontaines Population desservie Nbre de BF (...pers/bf) Consommation spécifique (l/j/hab.) Consommation totale BF <b>Consommation domestique totale (m<sup>3</sup>/j)</b>				
<b>Edifices publics</b> Ecoles primaires et secondaires Nombre total d'élèves Consommation spécifique (l/j/pers) Demande totale des écoles Administration Administration centrale (préfecture, mairie) Police Gendarmerie Cours spécifique Totale administration  <b>Consommation édifices publics (m<sup>3</sup>/j)</b>				
<b>Industrie &amp; artisanat</b> Industrie Boulangerie Artisanat tannerie artisanale bière locale <b>Consommation totale industrie et artisanat(m<sup>3</sup>/j)</b>				
<b>Demande totale moyenne de la ville (m<sup>3</sup>/j)</b>				

### 3.5.2. Les besoins en eau

Le besoin en eau correspond à l'offre que l'exploitant devra rendre disponible pour répondre à la demande des usagers. Les besoins en eau sont déterminés à chaque stade du système en prenant en compte la

demande en eau des usagers, leur comportement et les rendements des installations concernées. Ils sont calculés annuellement, mensuellement ou journalièrement en fonction des contraintes et du schéma de régulation des ressources en eau.

Exemple : Barrage/retenue d'eau : besoins annuels

Forage/eaux souterraines : besoins journaliers

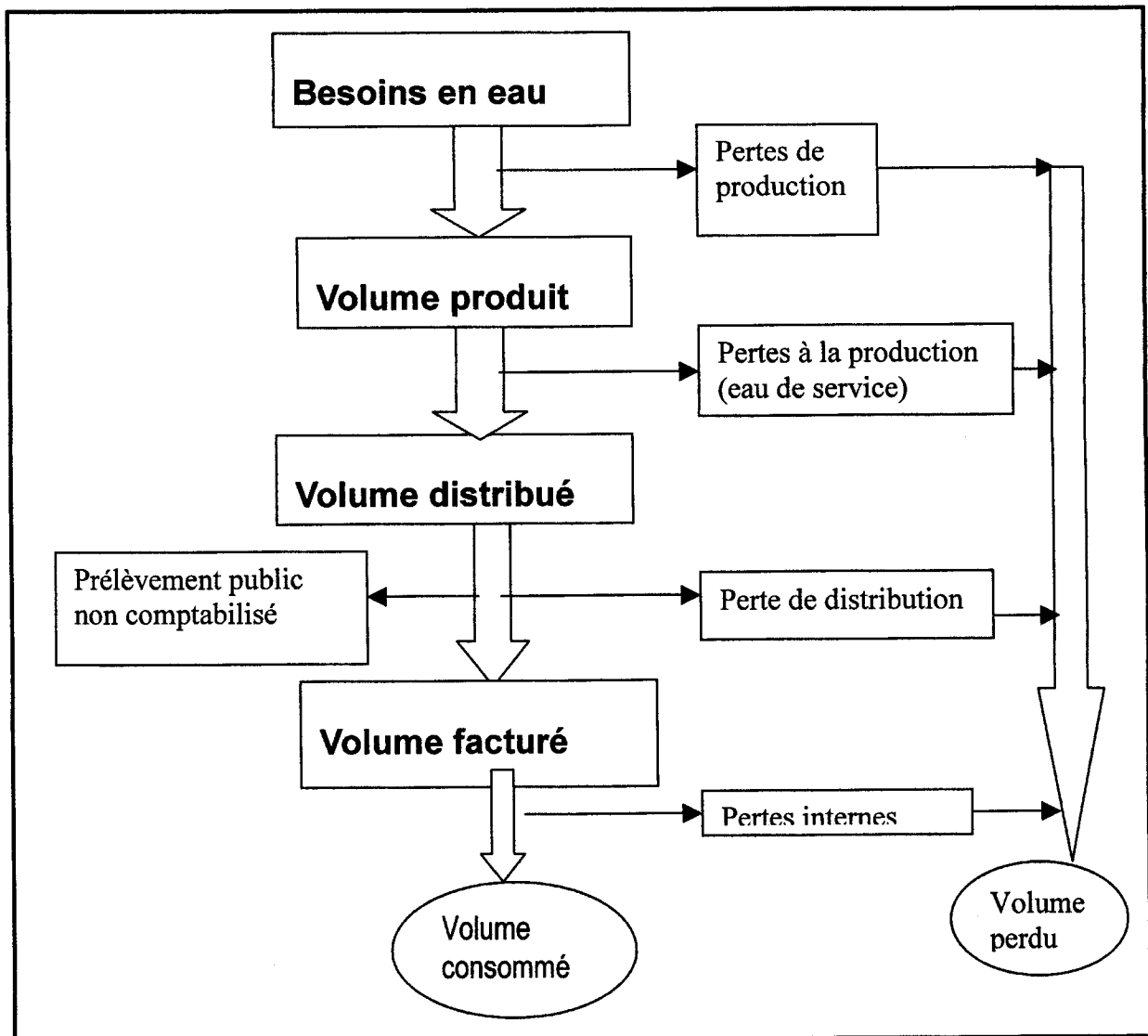


Figure 3.6 Besoins en eau dans un système classique

### 3.5. LES DEBITS DE DIMENSIONNEMENT DES INSTALLATIONS

#### 3.5.1. Les modèles de consommation

Le modèle déterministe qui a présidé au dimensionnement de la plupart des installations actuellement en service a consisté à dimensionner les installations de manière à couvrir toutes les contingences qui peuvent survenir au cours de leur fonctionnement. Ce déterminisme consiste à couvrir l'événement horaire aléatoire le plus contraignant au cours de n'importe quel jour de l'année de référence.

Le modèle probabiliste utilise la loi des grands nombres pour minimiser les diamètres des conduites des grands réseaux, notamment la probabilité d'ouverture simultanée par des abonnés (taux de satisfaction de 90% par ex.). Dans ces conditions les lois de continuité en hydraulique ne sont plus applicables. La détermination des diamètres des conduites est alors numérique.

### 3.5.2. La chaîne de production : Captage, Adduction, Traitement

Débit de production :

$$Q_{prod} = \frac{D_{jm} \cdot C_{ps} \cdot C_{pj}}{\eta_i \cdot \eta_r \cdot T} \quad (m^3/h)$$

T = temps de fonctionnement de l'installation concernée (captage, adduction d'eau brute, station de traitement)

Débit d'adduction d'eau potable:

$$Q_{add} = \frac{D_{jm} \cdot C_{ps} \cdot C_{pj}}{\eta_r \cdot T} \quad (m^3/h)$$

T = temps de fonctionnement de la conduite d'adduction d'eau potable

### 3.5.3. la distribution

Le réseau de distribution est dimensionné sur la base du débit de pointe horaire.

$$Q_{ph} = \frac{D_{jm} \cdot C_{ps} \cdot C_{pj}}{\eta_r \cdot 24} \times C_{ph} \quad (m^3/h)$$

Suivant son rôle, le stockage sert de tampon entre la production et la consommation – (voir chapitre 7)

$$Q_{prod} \leq Q_{ph}$$



**Tableau 3.5 : Evaluation des besoins et débits de dimensionnement des installations**

DESIGNATION	AN (-1)	AN 0	AN 05	AN 10	AN 15
Coefficients de calcul					
- Coefficient de pointe mensuelle(saisonnière)					
- Coefficient de pointe journalière					
- Coefficient de pointe horaire					
- Rendement du réseau					
- Rendement du traitement					
Temps de traitement					
2. Demande journalière moyenne (m3/j)					
3. Demande de pointe journalière (m3/j)					
4. Besoin de pointe journalière (m3/j)					
5. Débit de traitement d'adduction eau brute (m3/h)					
6. Débit d'adduction eau potable (m3/h)					

( suivant le modèle déterministe)

Le choix définitif des débits de dimensionnement est un compromis entre les différents facteurs à prendre en compte et le financement disponible pour l'exécution des travaux.

### 3.6. PHASAGE ET ECHEANCE DE PROJET

Quatre facteurs influencent le choix des phases et leur échéance :

- L'accroissement du nombre des usagers
  - installation de nouvelles populations : incertitude sur la démographie
  - installation de nouvelles industries et équipements sociaux
- Augmentation de la consommation spécifique
  - acquisition de nouvelles habitudes dues à la disponibilité de l'eau
- changement de mode d'alimentation : passage de la borne fontaine au branchement particulier
- Elévation du confort : installations sanitaires, pelouses, piscine etc.....
- Durée de vie des installations
  - canalisations : fonte (50 ans) ; PVC (30 ans)
  - génie civil : 25 à 40 ans
  - matériel électromécanique : 5 à 15 ans
  - pompes : 15.000 à 20000 heures
- Cycle de vie des projets

Le projet s'exécutera en général en deux ou plusieurs phases pour des raisons d'efficacité économique et de visibilité des horizons économiques : Phase 1.:5 à 10 ans ; Phase 2 : 5à 10 ans

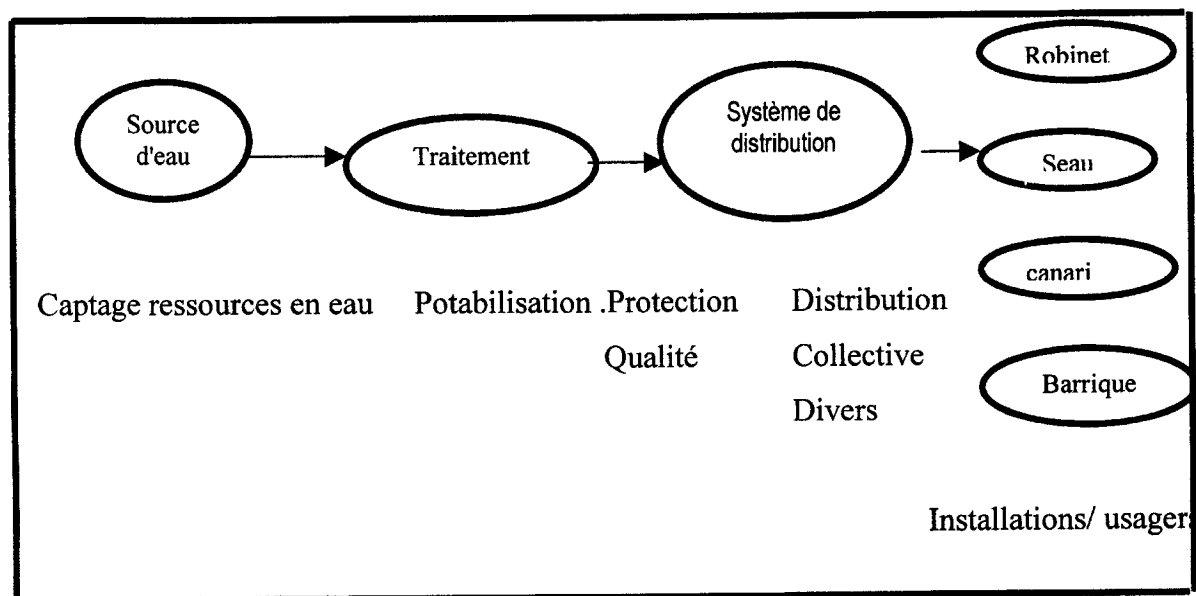
Horizon ou échéance du projet : 10 à 15 ans

## **2EME PARTIE : ELEMENTS TECHNIQUES DE PLANIFICATION**

## CHAPITRE 4. LES OPTIONS TECHNOLOGIQUES

### 4.1. FONCTION

Un système d'approvisionnement en eau potable est un agencement d'ouvrages et d'équipements capables de fournir une eau potable tant du point de vue bactériologique que physico-chimique.



**Figure 4.1 - Schéma général d'approvisionnement en eau potable**

Les systèmes se sont complexifiés avec l'augmentation des besoins et l'amélioration de la qualité du service. Ils vont de la simple source naturelle au système industriel des grandes métropoles. Les systèmes connus relèvent de cette accumulation de l'expérience :

- Réservoir naturel : source d'eau, cours d'eau, retenues d'eau ;
- Puits simple ;
- Forage et pompe à main ;
- Poste d'eau autonome ;
- Système complet : Source eau brute+station de traitement +Réseau de distribution.

En raison du développement de la pollution autour des points d'eau et des contaminations bactériologiques dues à la manipulation, seules les trois derniers systèmes peuvent être considérés comme des sources d'eau potable sans risque, à l'exclusion des défaillances humaines.

## **4.2. EVOLUTION DES TECHNIQUES**

Historiquement, les établissements humains se sont déplacés et/ou se sont développés sur des sites à proximité desquels l'eau était disponible. Le développement des sciences techniques, les connaissances en biologie et des sciences de la santé ont eu un impact positif sur l'élargissement des techniques d'approvisionnement en eau potable.

La généralisation de la pollution a rendu nécessaire la création d'installations de potabilisation de l'eau, l'obligation de protection de sa qualité au cours de la distribution. L'amélioration des systèmes a évolué dans le sens de la dissociation et de l'éloignement du point de distribution par rapport à la source d'eau, puis le rapprochement du point de distribution et le lieu de consommation afin de réduire les risques de contamination de l'eau par manipulation.

- ❑ **La source d'eau est le lieu de distribution :**
  - cours d'eau
  - source
  - puits
  - forage – pompe à main
  - poste d'eau autonome
  
- ❑ **Le point d'eau se rapproche du point de consommation**
  - borne fontaine
  - branchement privé avec un seul robinet dans l'habitation
  
- ❑ **Le point d'eau est le point de consommation**
  - branchement privé avec réseau interne à l'habitation

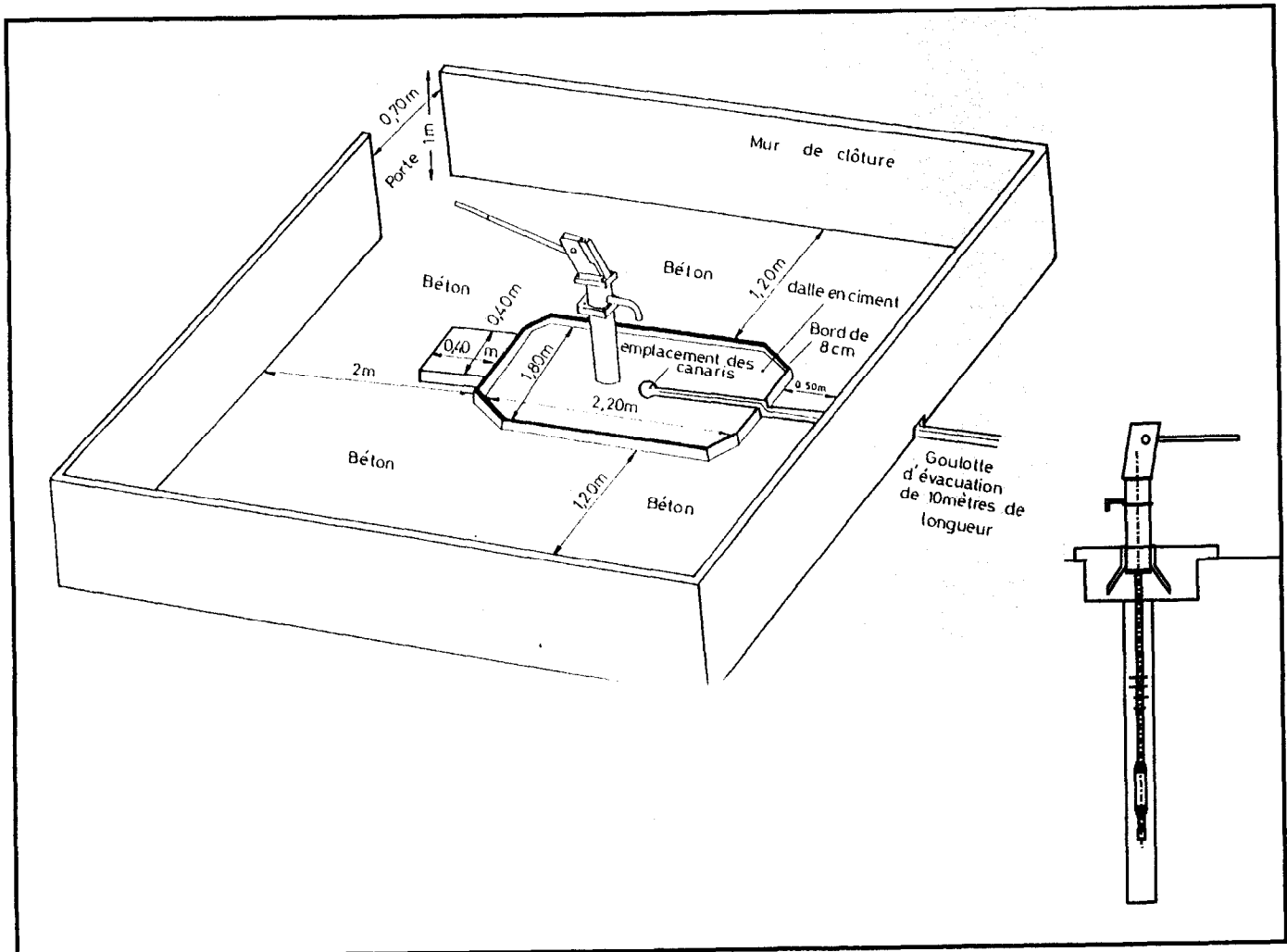
## **4.3. LE FORAGE POMPE A MAIN**

Le forage pompe à main est un système d'approvisionnement en eau qui comporte un ouvrage d'une profondeur de 30 à 100 m équipé d'une conduite circulaire d'un diamètre de quelques pouces. Le moyen d'exhaure est une pompe à motricité humaine.

Le débit d'exploitation minimum recommandé à l'équipement du forage est 1 m<sup>3</sup>/h. L'exhaure journalière dépend de la pompe choisie et du temps de pompage effectif. Il varie entre 5 et 10 m<sup>3</sup>/jour.

De qualité bactériologique généralement correcte, l'eau ne subit aucun traitement ni à la source, ni contre les contaminations ultérieures. La mise en service de l'ouvrage est conditionnée à la mise en place d'un dispositif de protection contre les contaminations microbiologiques et à la conformité aux normes

physico-chimiques. Il est créé un dispositif d'assainissement autour de l'ouvrage pour le protéger contre les pollutions in situ dont les plus importantes sont les infiltrations aux abords immédiats et la prolifération des pathogènes à cause de l'humidité due aux eaux perdues.



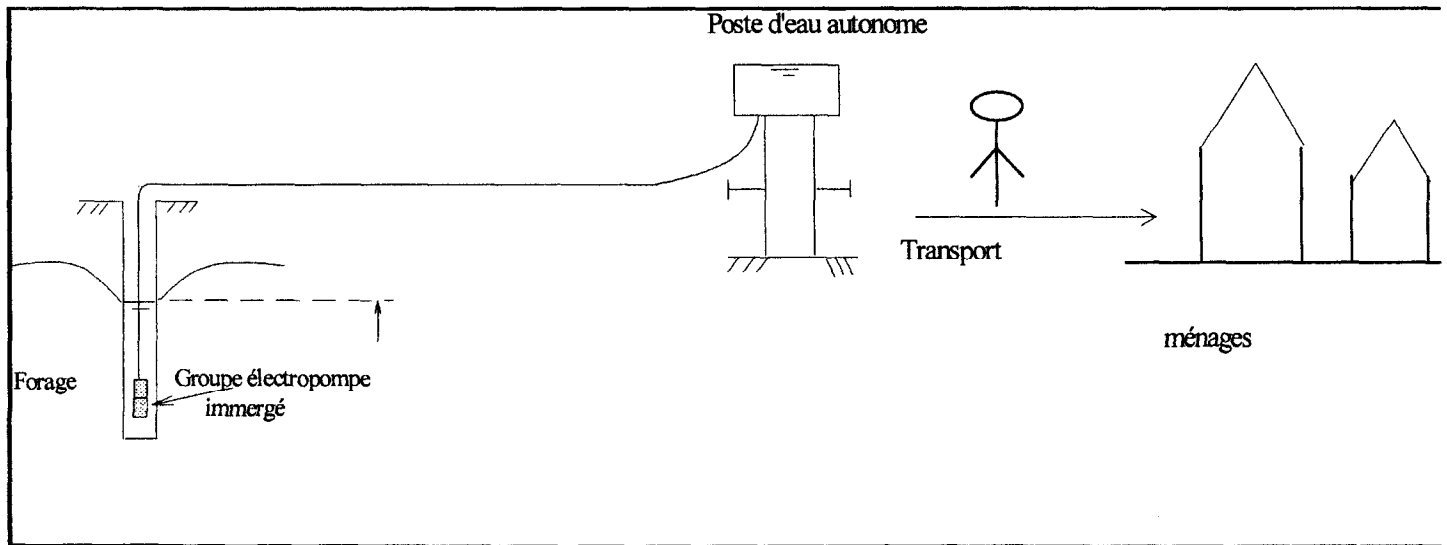
**Figure 4.2 - Équipement de forage pompe à main**

#### **4.4. LE POSTE D'EAU AUTONOME**

Un poste d'eau autonome est une unité compacte installée sur la tête d'un forage ou à une certaine distance de celui-ci et qui assure de façon autonome, le pompage, le stockage, le traitement et la distribution de l'eau destinée à la consommation humaine.

Une pompe immergée alimentée par une source d'énergie électrique (réseau, solaire, thermique) assure l'exhaure de l'eau. Un bâti abrite les équipements électromécaniques de commande de la pompe, les équipements hydraulique de suivi et le dispositif de traitement. Une cuve posée sur le bâti sert de stockage. Son volume utile est dimensionné au temps de contact nécessaire pour l'action des produits de

traitement avant la distribution soit environ trente minutes à une heure. La pression de service au robinet de puisage est comprise entre 2 et 5 m. Le traitement est souvent limité à la chloration pour éviter la contamination ultérieure. La distribution est faite sur place par une rampe de robinets fixés au bâti. Compte tenu des contraintes de surveillance des ventes par le gérant et du temps d'attente des usagers, un poste d'eau autonome distribue entre 30 et 50 m<sup>3</sup>/j.



**Figure 4.3 : Alimentation par poste d'eau autonome**

#### **4.5. LE MINI RESEAU D'ADDUCTION**

Un mini réseau d'adduction est un système d'approvisionnement en eau potable simplifié. C'est un réseau de distribution de faible longueur qui alimentent des bornes fontaines à faible pression. Son objectif est de rapprocher l'eau aux usagers, tout en limitant leur consommation par l'élimination des branchements privés.

Le mini réseau d'adduction est constitué

- Une zone de production (forage ou puits), avec un système de pompage et de stockage de faible pression ;
- Une source d'alimentation électrique pour le pompage (réseau électrique, plaques solaires, groupe électrogène) ;
- Un réseau de distribution, souvent ramifié dont les points de livraison sont uniquement des bornes fontaines. La pression se limitera à quelques mètres de colonne d'eau (5mCE). Le stockage doit être faible afin de limiter les risques de contamination bactériologiques. Il ne doit pas excéder la consommation journalière.

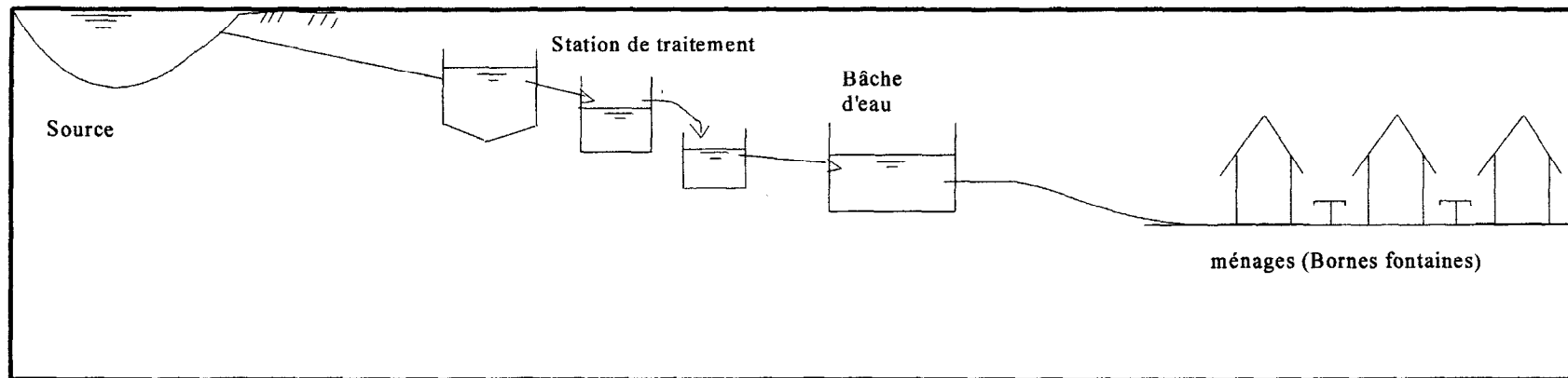
Compte tenu de la capacité à payer des usagers et des prix moyens du m<sup>3</sup> dans les petites localités, un mini réseau d'adduction ou AEPS (Adduction d'Eau Potable Simplifiée) peut financièrement s'équilibrer à partir de 50 m<sup>3</sup> /j et devenir rentable au-delà de 100 m<sup>3</sup>/j.

#### **4.6. LE SYSTEME CLASSIQUE**

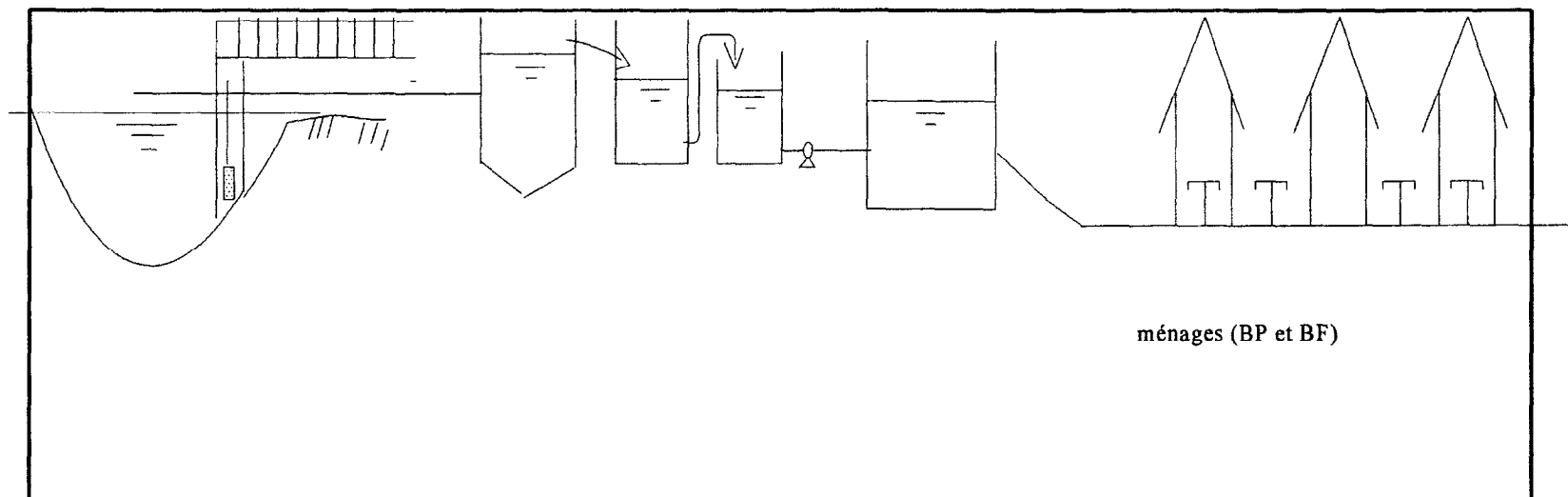
Le système classique AEP, tel que nous le connaissons aujourd'hui est le plus achevé en l'état de nos connaissances. Il comprend un certain nombre d'installations qui vont de la prise d'eau au robinet de l'utilisateur. On distingue les installations suivantes :

- prise ou captage d'eau
- l'adduction
- la station de traitement
- les stations de pompage
- les réservoirs de stockage,
- Les réseaux de distribution avec des points de livraison divers : BF, BP, bouches d'incendies etc. ,
- les systèmes de mesures des indicateurs et de commande des installations,
- le laboratoire de contrôle de la qualité de l'eau,

C'est une véritable installation industrielle qui se gère avec les contraintes afférentes. Elle est plus ou moins consommatrice d'énergie suivant la configuration topographique des lieux et des quantités d'eau à mettre en œuvre. Dans les systèmes classiques d'alimentation en eau potable, le poste énergie constitue plus de 50% des dépenses d'exploitation. Lors de la conception des systèmes ou leur réaménagement, il est important de bien cerner les conditions topographiques afin de les mettre à contribution pour minimiser le poste énergie. La gestion normale d'une installation industrielle d'approvisionnement en eau potable impose d'assurer les quatre grandes fonctions d'une entreprise industrielle à savoir, technique, financière, commerciale et des ressources humaines. Il n'y a pas de limitation de la capacité d'un système classique tant qu'humainement, on est capable de la gérer. Les techniques de gestion en tant réel et la sectorisation permettent de subdiviser les grands réseaux en des unités maîtrisables englobées dans un ensemble cohérent.



**Figure 4.4 - Adduction et distribution gravitaire**



**Figure 4.5 - Adduction et distribution par pompage**



#### 4.7. LE CHOIX TECHNOLOGIQUE

Le choix du type d'installation et son importance dépend

- des quantités d'eau à mettre en œuvre,
- de la qualité de la source et son emplacement par rapport au lieu de consommation,
- Du niveau de service exigé par les usagers : continuité du service, budget et temps affectés à l'approvisionnement en eau potable, pénibilité de la tâche.

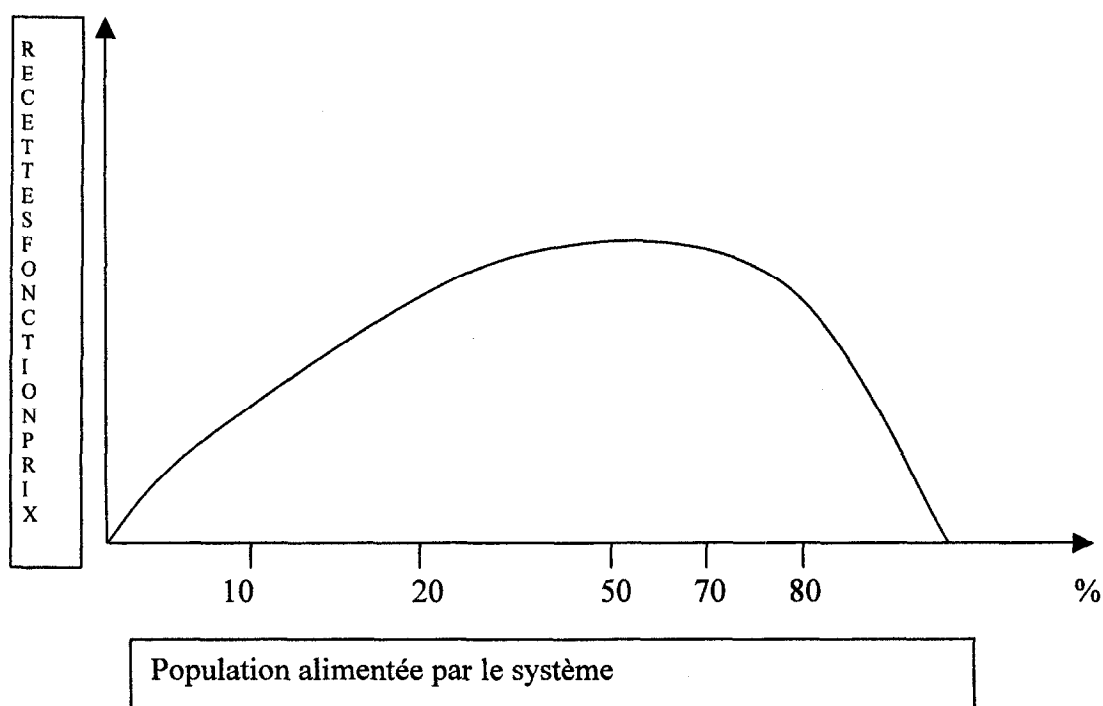
**Tableau 4.1: Capacité moyenne des systèmes AEP**

Système AEP	Source d'énergie	Moyen de transport	Capacité moyenne(m <sup>3</sup> /j)	Remarques
1. Puits	Manuelle	Canaris/fût	1 à 5	Potabilité de l'eau douteuse
2. Source	Manuelle	-"-	1 à 20	-"
3. FPAM	-"-	-"-	5 à 10	
4. PEA	Energie thermique, Energie solaire,	-"-	30 à 50	
5. AEPS	Energie thermique, Electricité	Canalisations	50 à 150	
6. AEP classique	-"-	-"-	> 200	niveau de confort élevé

La disponibilité et la situation géographique des ressources en eau de bonne qualité est le facteur le plus déterminant dans la conception du système : données hydrologiques, pluviométriques, topographiques, qualité physico-chimique et biologique de l'eau. La taille du système de distribution dépend des usages qui seront couverts à l'horizon de planification. L'ampleur et le type de développement urbain aura un impact non négligeable sur les ressources à mobiliser (Démographie - industrie et commerce – artisanat - équipements sociaux). Les conditions socio-économiques des usagers, notamment leur niveau de richesses et le confort recherché fixent les consommations spécifiques ou individuelles. L'organisation et l'occupation de l'espace urbain, notamment le type de construction (un ou plusieurs niveau(x)), la densité

de l'habitat, la ségrégation qualitative entre les standings, déterminent les caractéristiques du système de distribution. L'un des critères peut être l'optimisation des recettes, qui n'est pas toujours en concordance avec les objectifs de couverture de la localité. Néanmoins la création d'histogrammes qui mettent en évidence la concurrence des objectifs permet de s'orienter et de se fixer des coûts d'objectif avant de planifier la réalisation des travaux. Le niveau de service du nouveau système doit être toujours plus élevé ou au moins égal à l'actuel service en raison des coûts engendrés. En d'autres termes le niveau service doit procurer une amélioration de la situation des usagers en terme de qualité de l'eau, de temps perdu à la recherche de l'eau, de confort, en contrepartie d'un budget eau plus élevé.

En définitive, il s'agit de construire chaque type de système dans les limites géographiques de sa rentabilité, en fonction des conditions de financement offertes par la communauté nationale ou internationale. Dans le cas de subvention ou de péréquation sociale, elle sera arrangée en fonction des niveaux de service et non de la catégorie de la localité.



**Figure 4.6 – Accessibilité à un système moderne d'AEP en fonction des recettes**

## CHAPITRE 5. LES TRANSFERTS DE VOLUME

### 5.1. IMPORTANCE DES TRANSFERTS DE VOLUME

#### 5.1.1. Les modes de transfert de volume

Le transfert de volume est l'une des composantes importantes dont les mutations ont permis de se libérer de l'obligation de la proximité de la source d'eau. L'eau peut être disponible en quantité et en qualité partout en utilisant un mode de transfert adéquat. En approvisionnement en eau potable, les modes de transfert de volume peuvent être classés en trois catégories

- le transfert par motricité humaine dont les machines couramment utilisés sont les pompes à main
- Le transfert gravitaire par une conduite forcée ;
- Le transfert par groupe électropompe.

#### 5.1.2. Les coûts de transfert de volume

Les transferts de volume lorsqu'ils sont effectués par pompage électrique peuvent représenter une part très importante dans le coût de l'eau. Le poste énergie représente entre 40% et 60% des dépenses d'exploitation des sociétés de distribution d'eau. Les coûts unitaires (Fcf/m<sup>3</sup>) sont assez disparates et dépendent de la localisation de la ressource par rapport au lieu d'utilisation et du relief.

**Tableau 5.1 - Consommation d'énergie par m<sup>3</sup> distribué**

Ville	Ressources	kWh/m <sup>3</sup>
Ouagadougou	Eau de surface + eau souterraine	0.52
Bobo-Dioulasso	Eau de source	0.62
Banfora	Eau de surface d'altitude	0.08

Source : rapport technique ONEA

### 5.2. LES POMPES A MOTRICITE HUMAINE

#### 5.2.1 Définition

Dans le domaine de l'approvisionnement en eau potable les premières machines élévatoires couramment utilisées sont de deux types :

(Classification)

Les machines élévatoires simples pour lesquelles l'élévation de l'eau consiste en une simple augmentation de la cote géométrique sans aucune variation de la pression et de la vitesse du liquide après son prélèvement. Ce sont les pompes de capacité. La vis d'Archimède est la plus évoluée de ces machines.

Les machines élévatoires à différence de pression ou pompes à piston qui offrent plusieurs possibilités d'utilisation. Elles peuvent être soit aspirante, foulante ou aspirante et foulante.

Ces machines élévatoires sont dites à motricité humaine parce qu'elles ont été d'abord manuelles avant de subir les modifications utiles pour l'utilisation de la force animale ou l'accouplement de moteur électrique.

### 5.2.2 Types de machines simples

#### *Système discontinu*

Le système de prélèvement est dit discontinu lorsque le prélèvement de l'eau à la source est fait avec un récipient de volume limité à des intervalles de temps irréguliers ou réguliers. Dans l'objectif d'améliorer leur performance, les machines à système discontinu ont été modifiées d'abord dans le sens d'alléger la poussée nécessaire en démultipliant le système de traction par une ou plusieurs poulies, puis en régularisant les intervalles de prélèvement pour augmenter le débit.

Le seau attaché à une corde appelé puisette est la machine élévatoire la plus simple. Plus tard l'adjonction de poulies ou d'un treuil permettant de démultiplier la poussée nécessaire a permis d'augmenter le débit. La pompe à godets et la pompe à chapelets hydrauliques permettent des prélèvements plus réguliers de l'eau à la source. Le cordage tourne autour d'une poulie, mue par l'énergie humaine à l'aide d'une manivelle.

#### *Système continu*

Une vis d'Archimède est entraînée par une manivelle. Le prélèvement de l'eau se fait de façon continue. Le débit dépend en grande partie de la vitesse imprimée par l'individu. Son utilisation est cependant limitée aux faibles profondeurs.

### 5.2.3 Machines élévatoires à différence de pression

#### *Principe de la différence de pression*

Un plan d'eau est normalement soumis à la pression atmosphérique ambiante à un potentiel de 10 mCE par rapport au vide. En dégageant une partie de l'air à l'intérieur de la conduite de refoulement d'une pompe en l'aspirant il se crée une dépression qui permet à l'eau de remonter : C'est l'aspiration. Mais la hauteur géométrique d'élévation (environ 7 m) reste limitée à la hauteur de la pression atmosphérique, dégrevée des pertes de charges et du terme de l'énergie cinétique dans la formule de Bernoulli. Ce sont des pompes volumétriques. Les pompes qui utilisent ce principe peuvent être classées suivant l'emplacement du dispositif de pompage, ou selon la hauteur d'élévation.

### Pompe aspirante et pompe immergée

Une pompe aspirante est une pompe dont le dispositif d'aspiration (piston) est situé au-dessus du plan d'eau, dans le corps de l'appareil. L'eau est pompée par l'intermédiaire d'une conduite dite d'aspiration. La dénivelée est limitée à 6 mètres. Ces pompes conviennent aux points d'eau peu profonds.

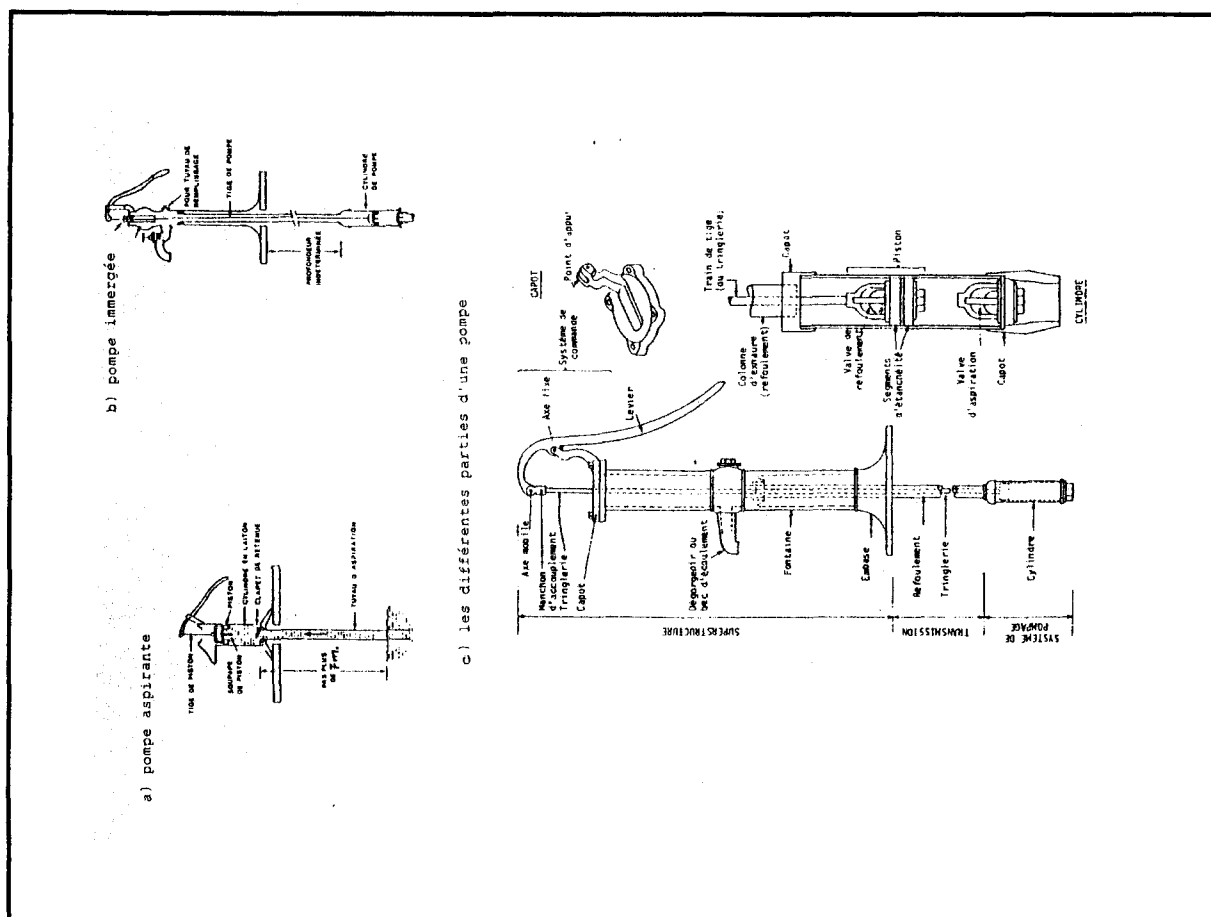
Une pompe est dite immergée lorsque son dispositif d'aspiration est situé en dessous du niveau dynamique du plan d'eau. L'aspiration se limite aux crépines d'entrée de l'eau dans la pompe. La profondeur du niveau dynamique de l'eau est limitée par la force de traction.

### Pompe foulante

Une pompe foulante est une pompe (aspirante ou immergée) capable de porter l'eau au-dessus du niveau du sol, par exemple dans un réservoir surélevé. Les organes d'adduction doivent alors être étanches.

## 5.2.4 Pompes à piston

La montée du piston dans le cylindre constitue l'aspiration; tandis que sa descente, en admettant l'eau vers la sortie du cylindre constitue le refoulement.



**Figure 5.1 - Fonctionnement d'une pompe à piston**

### Dimensionnement de la course du piston

Le diamètre D du piston doit être fonction de la hauteur H d'élévation de l'eau, de façon à rendre supportable la force à exercer sur le levier pour assurer la remontée de l'eau. Les valeurs du tableau suivant peuvent être prises à titre indicatif (force de 18 kg avec un rapport de levier multipliant par 4).

Hauteur d'élévation de l'eau (m)			Diamètre du cylindre	
			Pouces	mm
0	à	10	4	102
10	à	15	3	76
15	à	20	2 ½	63
20	à	25	2	51

La course du piston dépend du système de manœuvre choisi (course plus longue possible pour les systèmes à câble), elle varie souvent entre 100 et 400 mm. Les paramètres S (surface) et L (cours du piston) du cylindre conditionnent le débit théorique de la pompe pour une cadence de coups donnée (N coups/minute).

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times L \times 10^{-3} \times N \times 60$$

Q litre / heure

D cm

L cm

N coups / minutes

$$Q = 0,0471 \times N \times D^2 \times L$$

Une personne adulte développe avec ses bras une force motrice représentant environ 75 watts. Le débit instantané est alors de :

$$Q = \frac{P \times \eta}{\rho \times g \times H} \times 3600$$

$$P = 75 \text{ w}$$

$$\eta = 66\%$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$Q = \frac{18.16}{H}$$

Q : débit (m³/h) H : Hauteur d'élévation (m)

En fait, compte tenu des temps d'ouverture des soupapes, le débit observé est de 5 à 15% plus faible que le débit théorique calculé avec la formule précédente. Le débit des pompes à main varie entre 0.4 et 1.5 m³/h, selon le modèle et la hauteur d'élévation.

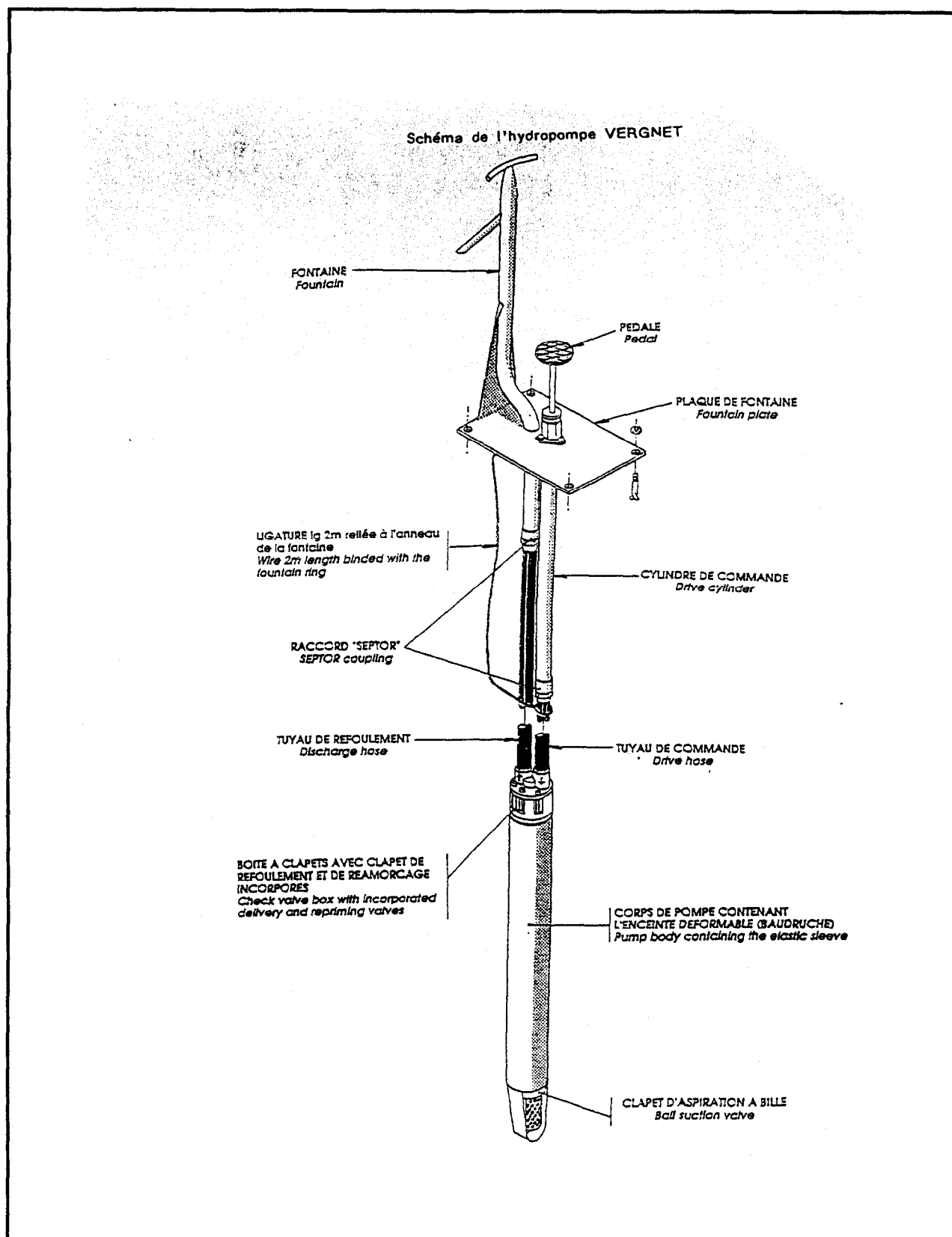
### 5.2.5 Pompes à commande hydraulique

Cette pompe introduit un nouveau mode de fonctionnement. Un manchon flexible à diaphragme est placé à l'intérieur d'un cylindre rigide plongé dans le puits. Il est équipé d'un système pilote hydraulique (cylindre et piston de commande) actionné par une pédale à pied. Une boudruche fixée au bout du manchon flexible sert à la transmission de l'énergie de pression au liquide pompée. Les mouvements de contraction et de détente de la boudruche pousse l'eau du cylindre rigide vers la surface. C'est une pompe rustique et les débits sont plus élevés que ceux de pompes à piston

- Le corps de la pompe inférieure est en acier inoxydable d'une longueur de 1,3 m ;
- Les canalisations sont en polyéthylène simple, haute densité Ø 26/32 mm ;
- Le corps supérieur (fontaine, pédale et cylindre de commande) est entièrement métallique, avec un piston PVC et 4 segments de cuir ;
- Les clapets sont en matière plastique ;
- Le manchon en caoutchouc d'épaisseur 15 mm ne se dilate que dans la direction axiale. Sa pression d'éclatement est de 30 bars ;

Les avantages d'une telle pompe sont :

- faible poids de l'ensemble = 25 kg
- facilité de montage et démontage.
- Peu de pièces d'usures et localisées au sol (système de commande)
- Peu de frottement mécanique, d'où la possibilité de pomper jusqu'à 60 m de profondeur.



**Figure 5.2 – Pompe à commande hydraulique**



### 5.3. RAPPELS HYDRAULIQUES

#### 5.3.1. Formule des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et les turbulences provoquées par ces effets. Elles dépendent en toute rigueur donc :

- Caractéristiques de l'eau
  - débit d'écoulement à section pleine
  - Régime d'écoulement
  - la température de l'eau
  - la fluidité ou viscosité de l'eau
- Caractéristiques de la conduite
  - diamètre intérieur  $D_{in}$  (section d'écoulement)
  - rugosité des parois intérieures  $k$  (mm)
  - longueur  $L$

Il existe plusieurs formules qui rendent compte de la perte de charge et qui se sont précisées avec la prise en compte progressive des paramètres ci-dessus énumérés.

- Formule de Manning Strickler

$$\Delta H = \frac{10.29 \times Q^2}{K_s \times D^{16/3}} L$$

- Q      débit (m<sup>3</sup>/s)
- Ks    Coefficient de MS dépendant de la rugosité interne donnée par des tables en fonction de la nature du tuyau
- D.    Diamètre intérieur de la conduite en (m)
- L.    Longueur de la conduite en (m)
- $\Delta H$    Perte de charge en (m)

- Formule de William – Hazen

$$\Delta H = 10.65 \frac{Q^{1.85}}{K'^{1.85} \cdot D^{4.87}} L$$

$K'$  Coefficient de William- Hazen

- Formule de Calmon et Le Chapt

$$\Delta H = a \frac{Q^n}{D^m} L$$

a, n et m : coefficients de pertes de charge données par des tables.

- Formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$\lambda$  coefficient de perte de charge (-) – Voir formule de Colebrook

$V$  vitesse d'écoulement (m/s)

$D$  diamètre de la conduite (m)

$L$  longueur de la conduite (m)

Formule de Colebrook

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

La formule des pertes de charge de William-Hazen surestime les pertes de charges linéaires comparativement aux autres formules. Cette surestimation prend en compte les pertes de charges singulières.

### 5.3.2. Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont dues aux modifications brusques de l'écoulement dans les pièces telles que :

Changement de section	-	élargissement
	-	rétrécissement
Changement de direction	-	Coudes
	-	Té
Instruments de mesures	-	Compteur
	-	Venturi
	-	Diaphragme
Appareil de contrôle suivi	-	Vannes
	-	clapet

Les pertes de charge singulières sont fonction du débit, du diamètre de la conduite et de la nature de la singularité :

$$\Delta H_s = K_i \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (\text{m})$$

Q= débit [m<sup>3</sup>/s]

S= section de la conduite [m<sup>2</sup>]

Ki= Coefficient dépendant de la singularité [-]

Les coefficients de singularité sont donnés dans la documentation technique. Il existe des abaques qui donnent l'équivalence des singularités en longueur de conduite droite  $l_e$ , provoquant la même perte de charge, avec la conduite sur laquelle elle est installée (voir annexe).

### 5.3.3. Utilisation pratique des formules

Dans la pratique les pertes de charge linéaires sont déterminées à l'aide de formules monômes, dont la précision est suffisante, telles les formules de Manning-Strickler, Calmon et Lechapt, ou plus simplement par l'utilisation des abaques fournis par les fabricants de conduites. Les pertes de charges singulières peuvent être estimées en une fraction des pertes de charge linéaires soit 5% pour les conduites d'adduction équipées de peu de singularité, et 10% pour les conduites de distribution. Un résultat plus précis peut être obtenu en utilisant la formule de Colebrook, en inventoriant les singularités, et en faisant le calcul par les moyens informatiques.

Au niveau des aspirations des pompes, les pertes de charge singulières sont en général plus élevées que les pertes de charge linéaire à cause de la concentration des pièces spéciales sur une courte longueur. Il faut dans ce cas procéder à un calcul minutieux des pertes de charge. Les abaques donnant l'équivalent des pièces spéciales en longueur de conduite droite seront utilement employés, quand les moyens informatiques ne sont pas disponibles.

## 5.4. LES ELECTROPOMPES

### 5.4.1. Définition

Les machines élévatoires industrielles couramment utilisées en approvisionnement en eau potable sont des turbopompes ou pompes centrifuges. Elles sont constituées par un ou plusieurs roues qui tournent dans une enceinte ou corps de la pompe. La rotation de la roue imprime à l'eau entraînée une énergie cinétique qui se transforme en pression à la sortie de la pompe. L'efficacité de cette transformation dépend de l'étanchéité du corps de la pompe.

$$H_{\text{géo}} + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} = C^{\text{te}}$$

$$-\frac{V \cdot \partial V}{g} = \frac{\partial P}{\rho g}$$

Les pompes sont classées suivant :

- le nombre de roues
- la forme des aubes de la roue
- la vitesse spécifique
- la direction de l'axe (horizontale, verticale)
- la position de la pompe par rapport à l'aspiration

Les pompes sont installées verticalement et immergées (forages) ou horizontalement (eau de surface).

### 5.4.2. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale (HMT) est la pression mesurée en mCE qu'une pompe devra imprimer à un volume de liquide pour assurer son transfert d'un point à un autre point géométriquement différent.

Elle prend en charge trois éléments :

- La hauteur géométrique est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisée en deux parties : la hauteur géométrique d'aspiration,

différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration; la hauteur géométrique de refoulement qui est la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe.

- Les pertes de charge  $\Delta H$ . Il y a les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Outre les pertes de charges linéaires il faut procéder au calcul détaillé des pertes de charge singulières dues aux robinetteries installées sur ces conduites.
- La variation de la pression entre le plan d'eau à l'aspiration et le point de décharge de la conduite de refoulement.

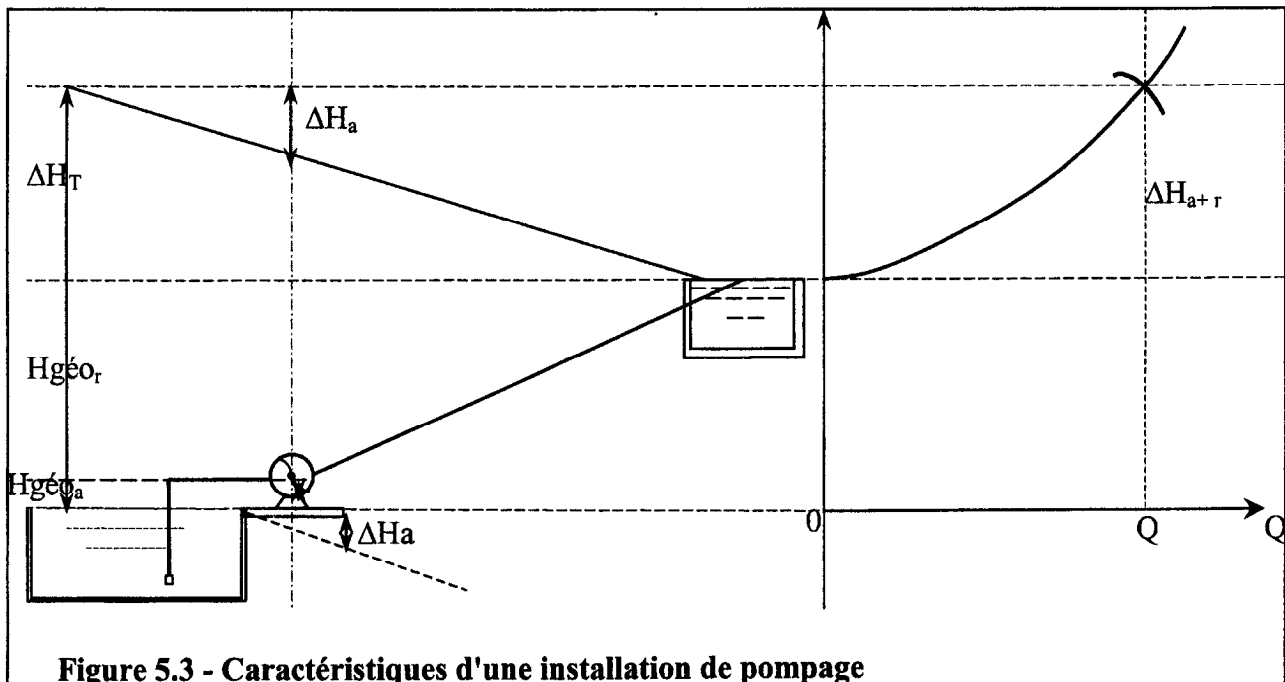
$$HMT = H_{géo} + \Delta H + \frac{\Delta P}{\varpi}$$

$H_{géo}$  : différence de niveau ou hauteur géométrique ;

$\Delta H$  : perte de charge dans la conduite d'adduction

$\Delta P$  : variation de la pression entre l'aspiration et le point de décharge mesurée en bars

$$\varpi = \rho g$$



**Figure 5.3 - Caractéristiques d'une installation de pompage**

#### 5.4.3. Entraînement des pompes

- Rendements : la puissance hydraulique que devra fournir la pompe pour déplacer la masse d'eau est donnée.

$$P_H = (\rho Q) \cdot g \cdot H$$

$P_H$  = Puissance hydraulique nécessaire (w)  
 $\rho Q$  = masse d'eau déplacée  
 $g$  =  $9.81 \text{ m/s}^2$

La puissance mécanique absorbée par la pompe pour fournir ce travail est :

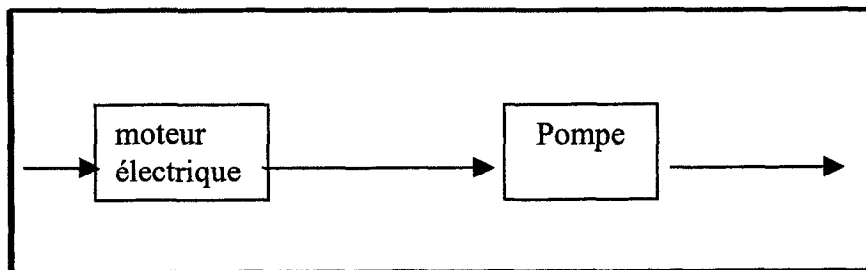
$$P_p = \frac{P_H}{\eta_p}$$

$\eta_p$  = rendement de la pompe  
 $P_p$  = puissance à l'arbre de la pompe

La puissance électrique absorbée par le moteur de la pompe.

$$P_E = \frac{P_p}{\eta_M}$$

$\eta_M$  = rendement du moteur  
 Rendement global :  $\eta = \eta_p \cdot \eta_M$



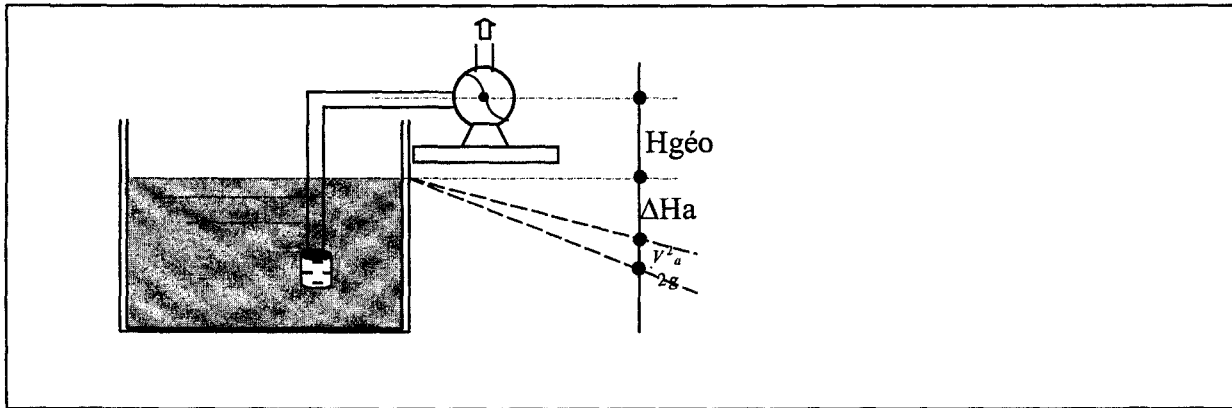
En général les pompes sont entraînées par des moteurs électriques qui sont robustes et nécessitant peu d'entretien. La source d'énergie est soit :

- Le réseau public électrique ;
- un moteur thermique à essence ou diesel
- L'énergie solaire.

#### 5.4.4. Hauteur nette d'aspiration

La mise en mouvement de l'eau dans l'aspiration des pompes ou débit d'aspiration est provoqué par la création d'une dépression par rapport à la pression atmosphérique. L'eau est un corps qui peut prendre les trois états de la matière : solide, liquide, gaz. Aussi dans les conditions de température donnée, lorsque la

pression absolue descend en dessous d'une certaine valeur limite, il y a détente, donc une vaporisation de l'eau. Elle se manifeste par des chocs violents contre la roue de la pompe, des vibrations anormales de la pompe : l'ensemble est appelé la cavitation. La cavitation est à l'origine de chute importante de puissance et de corrosion des roues. Pour prévenir ce désordre dans le fonctionnement d'une pompe, des dispositions en rapport avec l'installation et ses caractéristiques propres doivent être prises :



**Figure 5.4 – Hydraulique de l'aspiration d'une pompe**

#### *Caractéristiques de l'installation*

La charge nette d'aspiration disponible,  $NPSH_d$ , exprime les caractéristiques de l'eau et des dispositions géométriques de l'installation. La pression à l'aspiration de la pompe est en général la pression atmosphérique exercée sur le plan d'eau [mCE]

$H_{géoA}$  = Hauteur géométrique à l'aspiration [m]

$\Delta H_A$  = Perte de charge (linéaire et singulière) à l'aspiration

$V_A$  = Vitesse dans la conduite d'aspiration

La pression résiduelle à l'entrée de la pompe doit être toujours supérieure à la tension de vapeur de l'eau pompée  $h_v$  pour éviter la vaporisation de l'eau ou cavitation.

$$NPSH_d = P_a - \left( h_v + \Delta H_A + H_{géoA} + \frac{V_A^2}{2g} \right)$$

$P_a$  = Pression atmosphérique

$h_v$  = tension de vapeur

$\Delta H_A$  = perte de charge à l'aspiration

$H_{géoA}$  = Hauteur géométrique d'aspiration

Le  $NPSH_d$  est donc la cote relative de la ligne de charge à l'entrée de la pompe diminuée de la tension de vapeur et exprimé en mCE.

### Caractéristiques de la pompe

La pression à l'intérieur de la pompe devra rester supérieure à la tension de vapeur pour éviter aussi le phénomène de cavitation. Inaccessible par les méthodes de calcul ordinaire, elle est donnée par les constructeurs de pompes sous la forme de conditions appelée  $NPSH_r$ . L'absence de cavitation impose toujours

$$NPSH_d > NPSH_r$$

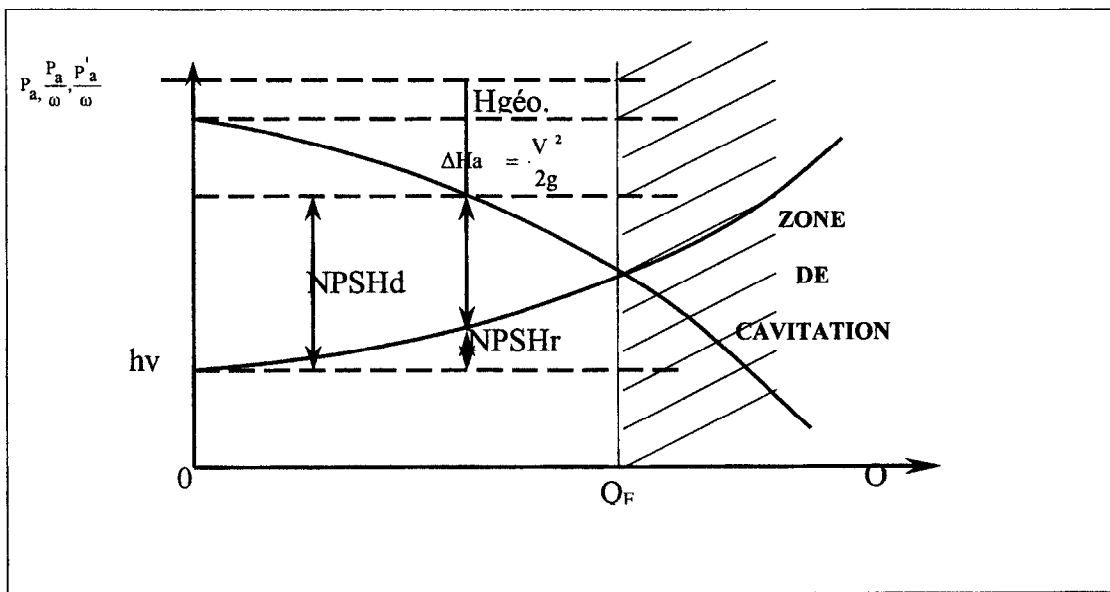


Figure 5.5 - Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe sans cavitation

## 5.5. CHOIX D'UNE INSTALLATION DE POMPAGE

### 5.5.1. La conduite de refoulement

Des formules empiriques permettent d'orienter le choix du diamètre.

- La formule de BRESSE

$$D_{in} = 1.5\sqrt{Q}$$

$D_{in}$  = Diamètre intérieur en m

$Q$  = Débit en  $m^3/s$



- Formule de VIBERT

$$D_{in} = 0.99 \left( \frac{n}{A} \right)^{0.154} \cdot \left( \frac{e}{f} \right)^{0.154} \cdot Q^{0.46}$$

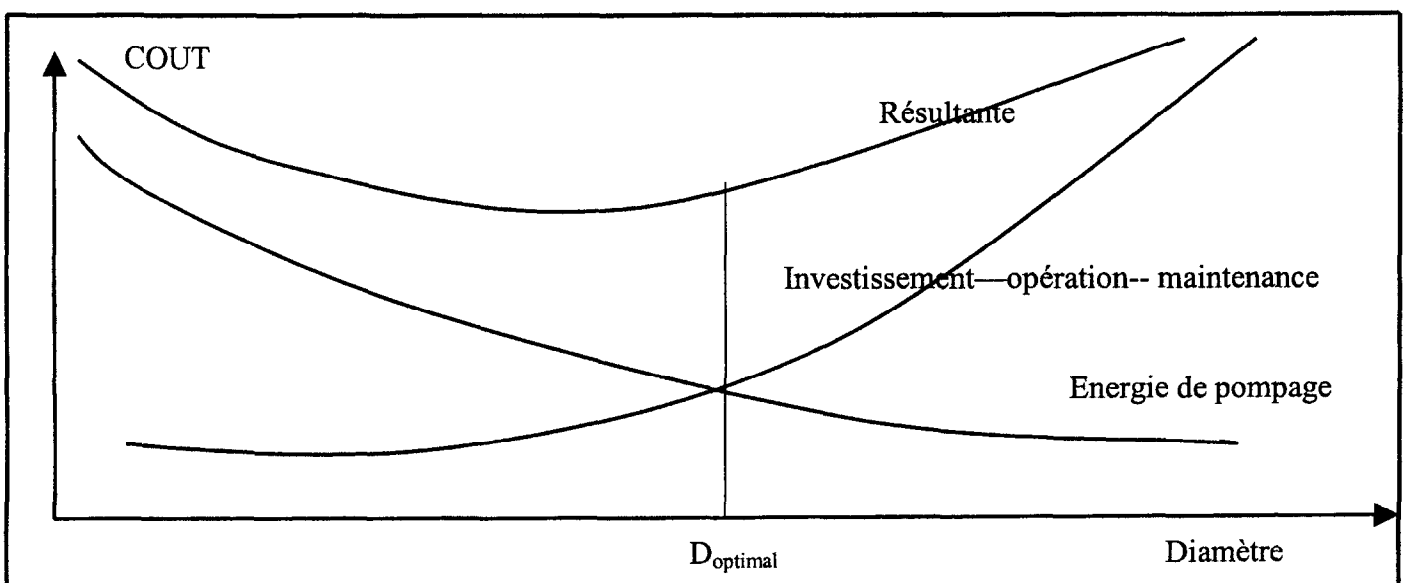
- $D_{in}$  = diamètre intérieur en m  
 $e$  = prix du kwh  
 $f$  = prix du kilogramme de conduite  
 $A$  = valeur de l'annuité constante du remboursement d'un emprunt de 1 unité de monnaie  
 $Q$  = débit en  $m^3/s$   
 $n$  = Temps de pompage en heures / 24

Ces deux formules précédentes suffisent à calculer un diamètre optimal pour des petits projets dont le diamètre reste faible ( $DN < 300$ ) avec une longueur de quelques kilomètres. Au-delà de ces conditions il faut procéder à l'optimisation économique par une évaluation minutieuse des conditions de fonctionnement de la conduite avec la station de pompage qui lui est attachée. La vitesse dans la conduite varie en général de 0.5 en début de projet à 1.2 m/s en situation de charge maximale.

### 5.5.2. L'optimisation de la conduite de refoulement

Le choix optimal du diamètre d'une conduite de refoulement résulte de la prise en compte de deux paramètres économiques essentiels :

- Le coût de la conduite et son entretien qui croissent avec l'élévation du diamètre
- Le coût de l'énergie de pompage qui croît avec la baisse du diamètre.



**Figure 5.6 - Optimisation économique d'un diamètre de conduite de refoulement.**

Le diamètre optimal est celui qui minimise la somme de

- l'investissement,
- le coût de l'opération et la maintenance,
- le coût de l'énergie.

- Le coût annuel de l'investissement est le prix d'acquisition ramené à l'année,  $C_{AM}$  : c'est le coût d'amortissement y compris les frais financiers. Il est composé de deux termes, la fourniture, la pose et l'essai de pression. Les pièces spéciales seront négligées dans la comparaison pour autant que le changement de diamètre n'entraîne pas l'installation d'appareils spéciaux tel que l'anti-bélier.

- Le prix de la fourniture d'un mètre linéaire de conduite rendu sur le lieu de pose peut être exprimé en fonction du coût de la quantité de matière usinée ayant servi à sa fabrication :

$$P_F = [\pi \times D \times e \times \rho_m] \times P_u$$

- Le prix de la pose et de l'essai de pression peut comporter un élément fixe,  $P_1$ , notamment l'exécution de la tranchée et une partie proportionnelle,  $P_2$ , dépendant du diamètre de la conduite

$$P_P = P_1 + P_2 \times D$$

Le coût annuel de l'investissement est le coût d'amortissement donné par la formule suivante :

$$C_{AM} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} (P_F + P_P)$$

$i$  = taux d'intérêt de l'investissement

$n$  = durée de l'amortissement en années

$P_F$  = Coût de la fourniture

$P_P$  = Coût de la pose et essai de pression

- Le coût d'entretien de la conduite  $C_{Ent}$  résulte des coûts de mise à disposition de pièces des éléments pour la réparation, la logistique nécessaire ainsi que le personnel. Le coût d'entretien annuel est souvent pris comme un pourcentage des coûts de construction variant en général de 0.2 à 1% dépendant de la nature de la conduite, des conditions de pose, de l'effet de l'environnement sur la conduite, du coût de la main d'œuvre.

- Le coût de l'énergie de pompage  $C_{Pomp}$ : la hauteur géométrique étant la même, la variation du coût de l'énergie de pompage est liée à la valeur restante de la HMT c'est-à-dire les pertes de charge engendrées par le diamètre choisi, et ramenées au mètre linéaire de conduite :

$$P_E' = \frac{\rho g Q}{\eta} \times J$$

$$J = a \frac{Q^n}{D^m}$$

$$C_{Pomp} = \frac{P_E'}{1000} \times T_{pomp-annuel} \times P_{elec}$$

- Le diamètre optimal est celui qui minimise les coûts d'exploitation du couple pompe – conduite ou en termes mathématiques celui qui annule la valeur de la dérivée des coûts par rapport au diamètre:

$$\frac{d\{C_{Am} + C_{Entr} + C_{Pomp}\}}{dD} = 0$$

Le point de fonctionnement

Les courbes caractéristiques illustrent les conditions de fonctionnement de la pompe en fonction du débit et de la vitesse d'entraînement:

- la hauteur manométrique totale :  $HMT = f(Q)$
- la puissance absorbée  $P_P$  (l'arbre)
- le rendement de la pompe  $\eta$
- Le NPSH requis.

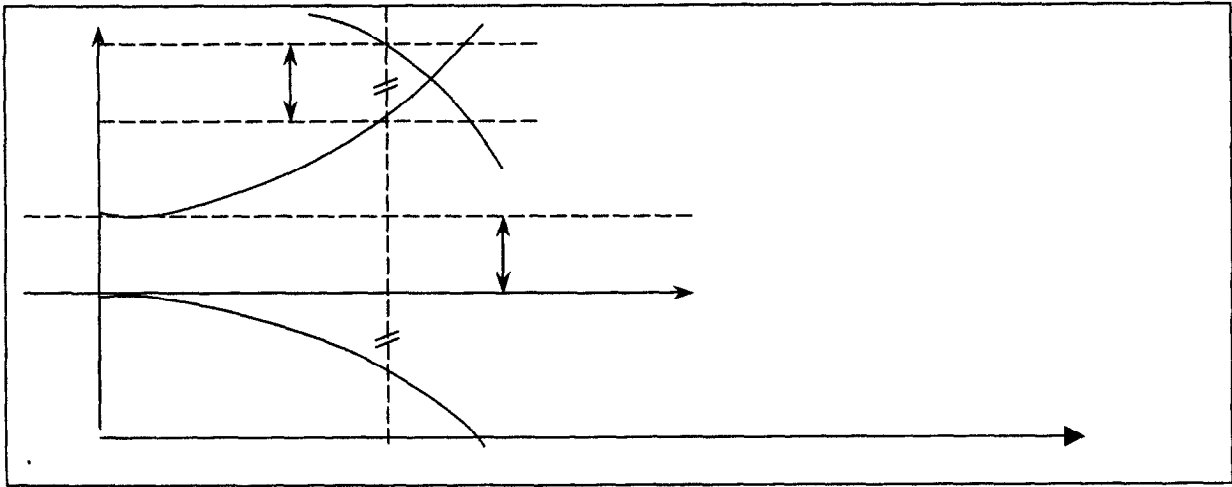
Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la HMT de la pompe d'une part et la hauteur géométrique entre le niveau d'aspiration et celui de refoulement augmenté des pertes de charge des conduites d'aspiration et de refoulement d'autre part.

Sa représentation graphique est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe fournie par le constructeur  $H = f(Q)$  et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement. Les variations courantes des points de fonctionnement rencontrées en approvisionnement en eau potable sont au nombre de quatre

(4) :

- Variation de la hauteur géométrique d'aspiration, due au marnage naturel dans une retenue d'eau de surface. La variation de niveau se fait en fonction des saisons. Les pompes seront dimensionnées pour les plus basses eaux.

- Variation de la hauteur géométrique d'aspiration en fonction du débit pompé : c'est le cas observé lors des essais de pompage sur puits ou forage ou lorsque le débit de la pompe est supérieur à la capacité de restitution de l'ouvrage, provoquant une instabilité du niveau dynamique.



**Figure 5.7 - Point de fonctionnement d'une pompe sur un plan d'eau variable à l'aspiration.**

- Variation de la hauteur géométrique au refoulement. Cette situation s'observe lorsque le point de refoulement n'est pas fixe, en particulier les réservoirs d'équilibre et les stockages alimentés par le bas.
- Variation de la charge en fonction du débit appelé. C'est le cas des stations de pompage qui refoulent directement dans le réseau de distribution.

### 5.5.3. Le débit de pompage

Le débit de pompage est le quotient des besoins du jour de pointe par le temps de pompage choisi.

$$Q = \frac{B_{jp}}{t}$$

B<sub>jp</sub>: Besoin du jour de point [m<sup>3</sup>/jour]

t : Temps de pompage

Q : Débit de pompage de la station de pompage [m<sup>3</sup>/h]

Le temps de pompage est choisi en fonction :

- Coût de l'énergie : dispositions commerciales sélectives
- caractéristiques de la source

exemple : limitation de prélèvement au niveau d'un forage.

Dans les petits systèmes AEP, il faut choisir une marge de sécurité. Le débit de pompage sera fractionné en ce qui concerne les installations de surface afin d'offrir une plus grande souplesse d'utilisation à l'exploitant.

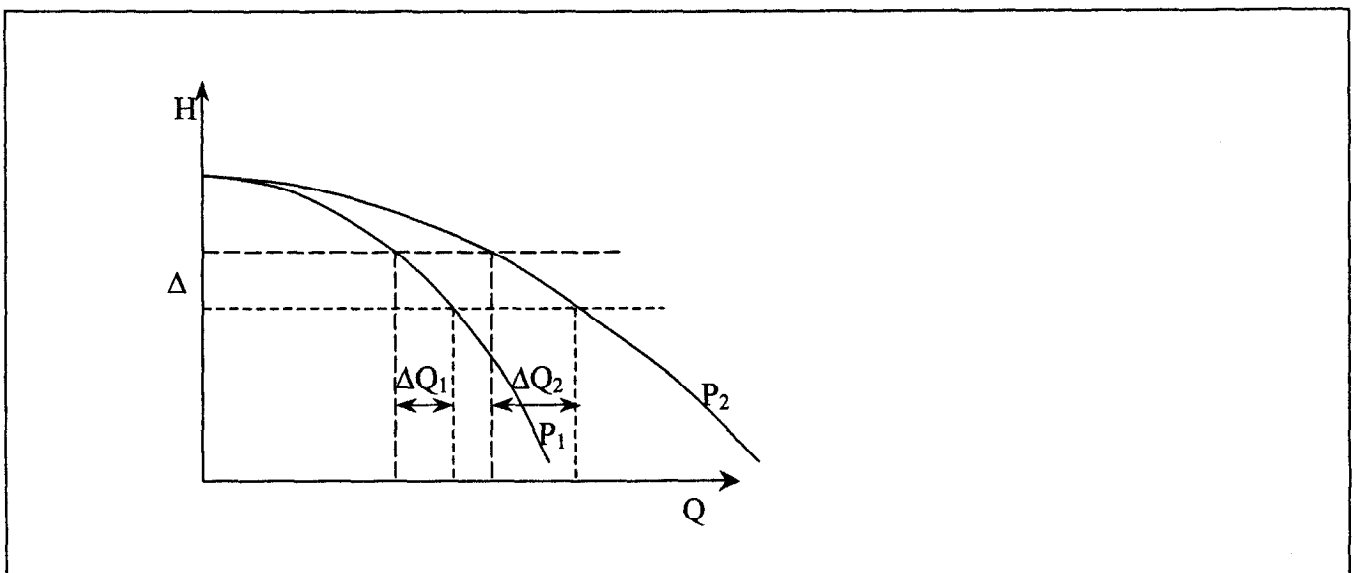
$$Q_P = \frac{Q}{n}$$

Nombre de pompes en fonctionnement :  $n$

Capacité à installer :  $n + 1$  pompes au moins.

#### 5.5.4. Choix d'une pompe en fonction des objectifs

Le choix de la pompe donnant le meilleur rendement se fait à l'aide des abaques délivrés par les constructeurs par suite du calcul de la hauteur manométrique totale. Elles se présentent sous la forme de famille de pompes ayant le même corps, avec soit des roues de diamètres différents, soit plusieurs étages. Il revient à l'ingénieur de choisir la courbe caractéristique qui s'adapte le mieux aux conditions d'utilisation. Lorsque la pompe refoule sur un point fixe (station de traitement, réservoir) et que la fourniture de débit est l'aspect prioritaire, les effets du vieillissement des conduites, induisant une perte de charge plus importante, sont prévenus par le choix d'une pompe à courbe plongeante. La perte de débit est alors minimisée. Lorsque le maintien de la pression à l'aval de la pompe est d'une importance primordiale, doublé d'un appel de débit fluctuant, il devient intéressant de choisir une pompe à courbe plate, dont les variations de débit ont une influence relativement moins importante sur la baisse de pression. C'est le cas dans les réseaux à refoulement distributif.



**Figure 5.8 - Choix d'une pompe en fonction de sa destination**

La vitesse de rotation des pompes de surface sera limitée à 1500 tours/minutes pour l'utilisation courante dans nos pays, tandis que celles des pompes immergées peuvent atteindre 2800 à 3000 tours/minutes

#### 5.5.5. Equipement d'une pompe

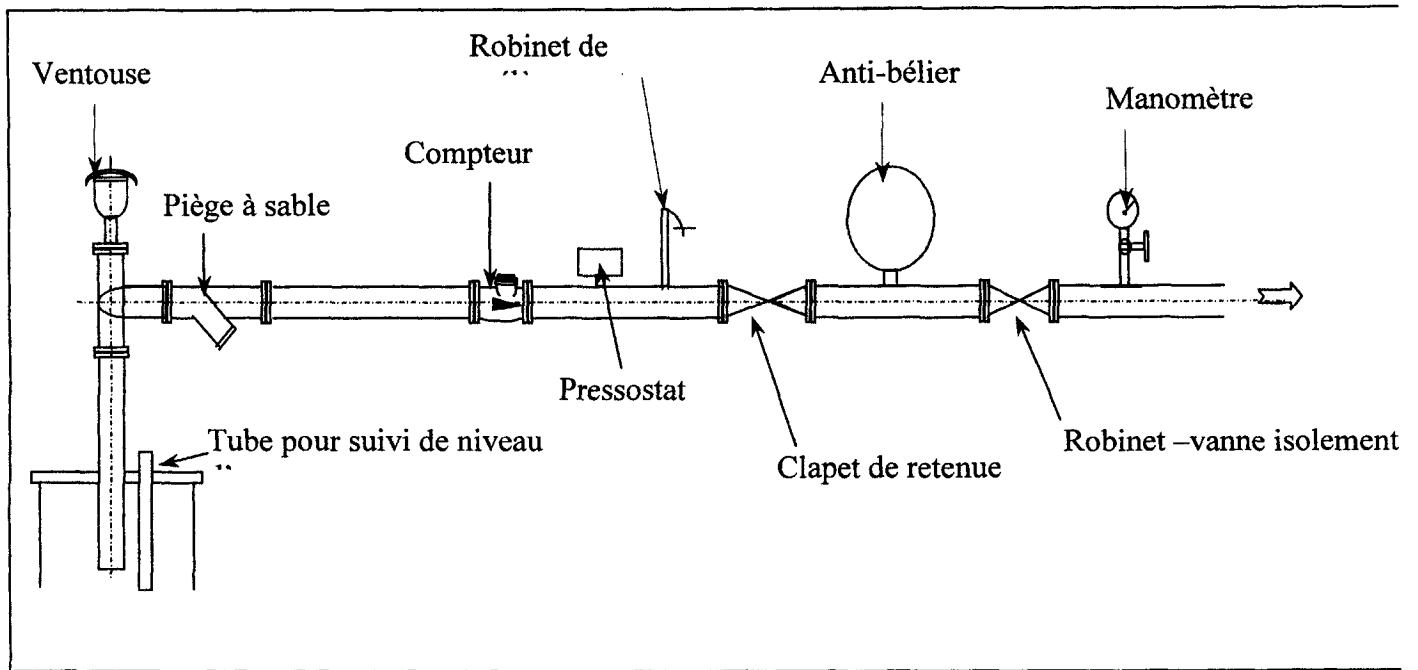
Plusieurs équipements sont installés à l'amont et à l'aval d'une pompe pour garantir son bon fonctionnement et son contrôle.

##### A l'amont d'une pompe : Aspiration

PIECE	ROLE
Crépine	Protection de la pompe contre l'entrée de gros éléments
Clapet de pied	retenue de l'eau dans la conduite pour l'amorçage de la pompe
Convergent dissymétrique	suppression de zone morte à l'entrée de la pompe
Vanne d'arrêt	isolement de la pompe pour entretien

##### A l'aval de la pompe : refoulement

PIECE	ROLE
- manomètre	Mesure de la pression à la sortie de la pompe
- vanne de refoulement	Isolement de la pompe pour l'entretien, amorçage de la pompe
- purge d'air	Elimination de l'air
- compteur	Evaluation des quantités d'eau refoulées
- clapet anti-retour	Protection de la pompe
- anti-bélier(éventuel)	Protection de l'installation contre les régimes transitoires



**Figure 5.9 - Equipement hydraulique d'une tête de forage.**

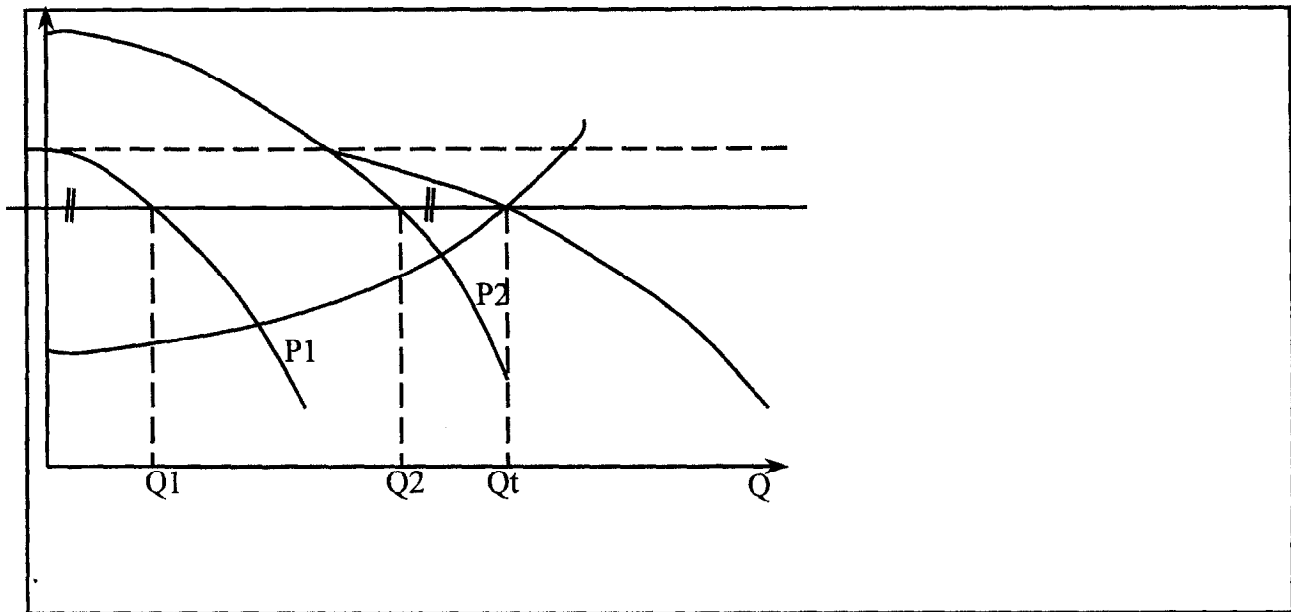
## 5.6. ASSOCIATION DES POMPES

### 5.6.1. Pompes en parallèle

Deux ou plusieurs pompes sont dites associées en parallèle, lorsqu'elle refoule simultanément dans une conduite commune.

#### Résolution graphique

Les courbes caractéristiques  $P_1, P_2 (H, Q)$  des pompes sont reportées sur un repère orthogonal. Pour la même hauteur de refoulement les débits qui traversent les pompes s'additionnent : En additionnant donc les abscisses on obtient la caractéristique résultante des pompes. Son intersection avec la caractéristique  $C$  de la conduite de refoulement donne le point de fonctionnement. On en déduit alors les débits  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  de chaque pompe à la hauteur de refoulement  $H$ , ainsi que les autres caractéristiques (rendement, puissance). Il faut noter que le débit total refoulé par deux (ou plusieurs) pompes centrifuges en parallèle est toujours inférieur à la somme des débits lorsque chaque pompe fonctionne seule.



**Figure 5.10 - Caractéristiques de deux pompes en parallèle**

#### 5.6.2. Pompes en série

Deux pompes sont dites en série lorsque l'une reprend totalement le débit de l'autre en refoulement. Le débit qui les traverse est identique mais les HMT nettes créées s'additionnent.

Cette configuration n'est pas courante en approvisionnement en eau potable. On lui préfère

- Des pompes plus puissantes en parallèle lorsqu'il s'agit de pompage de surface
- Une pompe étagée lorsqu'il s'agit de pompage d'eau souterraine.
- Une station de relevage lorsque les transferts de volume sont faits à des hauteurs géométriques importantes.

#### Pompes à plusieurs étages

Au lieu d'installer les pompes en série, il est plus pratique et judicieux de choisir une pompe à plusieurs étages, les étages identiques agissent comme des pompes en série.

### 5.7. LES TYPES D'INSTALLATION

#### 5.7.1. Définition et raison de choix

Chaque type d'installation répond aux contraintes techniques (marnage du plan d'eau, qualité de l'eau, accès à l'installation) et économiques (importance du génie civil). Quatre types d'installations sont couramment utilisés en AEP. Elles sont définies en fonction de la position de la pompe par rapport au plan d'eau.



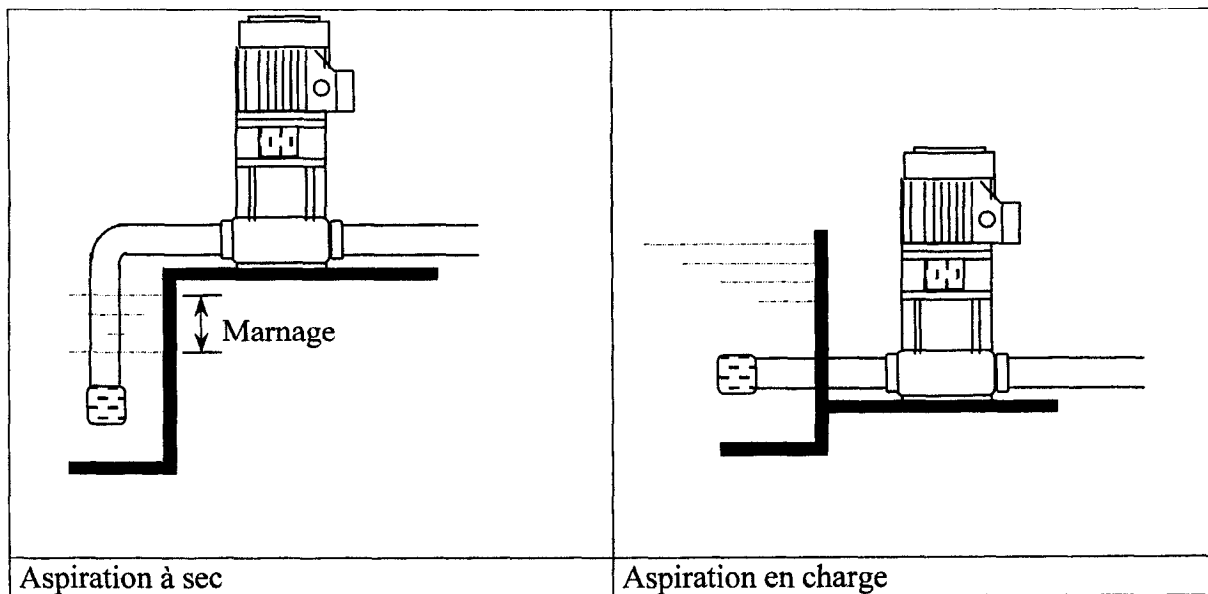
### 5.7.2. pompage des eaux de surface

#### *Pompe à sec, aspiration et refoulement*

Le groupe moteur + pompe est situé au-dessus du niveau le plus haut de plan d'eau. C'est souvent le cas des pompages en rivière et sur les retenues d'eau. Il faut cependant savoir que la hauteur d'aspiration est limitée par le  $NPSH_r$  de la pompe. Dans tous les cas elle ne pourra jamais excéder 6 m. Dans des conditions de marnage trop important, cette contrainte pourrait être levée par une installation flottante.

#### *Pompe à sec, aspiration en charge*

C'est la situation la plus sécurisante pour la pompe. C'est celle que l'on retrouve souvent lorsque la station est incorporée à la digue d'un barrage. La condition de  $NPSH$  est toujours satisfaite, et l'on peut choisir des pompes à axe horizontal. Dans d'autres situations les travaux de génie civil peuvent devenir trop importants. La cote de la pompe est un compromis économique entre le génie civil et le coût des installations électromécaniques.



**Figure 5.11 - Aspiration de pompe de surface**

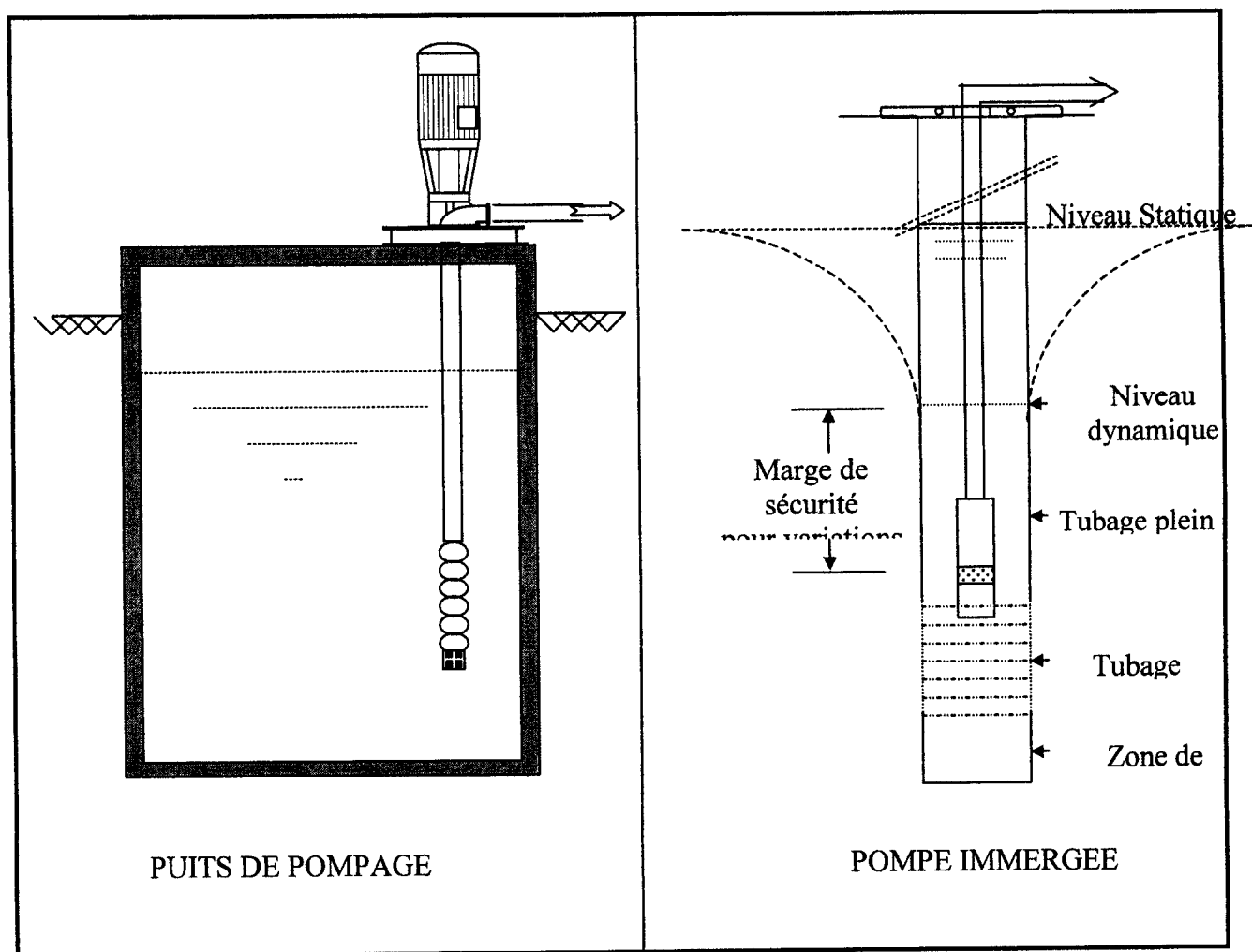
### 5.7.3. Pompage à moyenne et grande profondeur

#### *Pompe à axe vertical*

Lorsque l'on doit pomper à partir d'une prise peu profonde, mais de profondeur supérieure à 6 m, on utilise une pompe à axe vertical. Le moteur est situé au-dessus du niveau maximum du plan d'eau. Il est relié à la pompe placée en dessous du niveau minimum de l'eau par un arbre parfaitement aligné. Il y a donc une facilité de l'entretien du moteur. Cependant la difficulté principale réside dans l'alignement correct moteur-pompe pour éviter des pertes de rendement et dans le pire des cas la destruction de l'arbre.

### *Pompe immergée*

Le bloc unique composé de la pompe et du moteur est immergé. Ce type d'installation est utilisé dans le cas de puits et forages profonds. Un câble électrique alimente le groupe électropompe. Le montage d'une telle installation est simple et offre une grande sécurité de fonctionnement à cause de l'entretien réduit et le refroidissement du moteur par l'eau. Les rendements sont faibles en raison du fait que c'est souvent des pompes étagées. Elles sont supplées par des pompes étanches de type eaux usées comme les pompes Flygt.



**Figure 5.12 - Pompage à moyenne et grande profondeur**

## **5.8. LA PROTECTION DES POMPES CONTRE LES VARIATIONS DE PRESSION**

### **5.8.1. Définition**

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, le prélèvement instantané d'un débit important. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variations importantes de la pression qui peuvent être soit supérieure à la pression nominale de la

conduite, soit inférieure à la pression atmosphérique. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer mais qu'il faut contrôler afin qu'il reste dans les limites de prise en charge par les installations.

### 5.8.2. Calcul des valeurs limites de pression

Le calcul exact de l'effet de coup de bélier est complexe. Aujourd'hui les programmes informatiques permettent de définir les courbes enveloppes de la charge en chaque point de la conduite d'adduction et d'évaluer la pression résultante à tout instant et tout point et d'observer les extrêmes. Cependant, avant de procéder aux calculs informatiques, il est possible d'évaluer l'ampleur du phénomène et son incidence sur les installations à l'aide de formule simple.

- Variation maximale de la pression dans le cas d'une fermeture brusque. C'est le cas lors d'une défaillance mécanique, une manipulation rapide d'une vanne ou simplement lors des coupures de fourniture d'énergie à une pompe.

Soit : L, la longueur de la conduite

a, la célérité de l'onde qui provoque le coup de bélier,

Si le temps de fermeture T, est inférieur à la durée de l'aller – retour de l'onde, cette fermeture est qualifiée de brusque

$$T < 2 L/a$$

Formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\left(48.3 + K \frac{D}{e}\right)^{0.5}} \quad (\text{m/s})$$

La valeur de K dépend de la nature de la conduite

NATURE	PVC	ACIER	FORTE	BETON	PeHD
K	33	0.50	0.59	5	83

La variation de la pression dans ce cas est :

$$\Delta h = \frac{a V_o}{g}$$

(m CE)

$V_o$  = Vitesse de l'eau au moment de l'arrêt (m/s)  
 $g$  = Accélération de la pesanteur m/s<sup>2</sup>  
 $a$  = Célérité de l'onde de choc dans l'eau m/s

La charge maximale au point de calcul est donnée par la charge initiale augmentée de la variation de pression, conduisant à une surpression.

$$H = H_0 + \Delta h$$

$$Y_s = H_0 + \Delta h - H_{\text{géo}}$$

La dépression est donnée par

$$Y_d = H_0 - \Delta h - H_{\text{géo}}$$

- Variation maximale de la pression lors d'une fermeture lente. Le phénomène de coup de bélier peut être atténué lorsque la fermeture est lente, c'est-à-dire que le temps de fermeture est supérieur à la durée de l'aller-retour de l'onde.

$$T > 2 L/a$$

$$\Delta h = \frac{2LV_o}{gT}$$

### 5.8.3. Equipement et moyens de protection

Le choix de l'équipement de protection dépend du type de protection recherchée (dépression, surpression, dépression et surpression), des caractéristiques hydrauliques et géométriques de l'installation. L'action des équipements ne supprime pas le coup de bélier, mais l'atténue pour le contrôler dans une fourchette supportable par l'installation. Les équipements suivants peuvent être mis en œuvre.

#### - Le ballon anti-bélier

Il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès d'eau pour compenser la surpression. Les pressions de gonflage sont en général autour de deux bars.

- **Les cheminées d'équilibre**

Les compensations précédentes sont directement faites avec l'eau d'un réservoir à surface libre.

- **Les clapets de by-pass à l'aspiration**

Les clapets de by-pass à l'aspiration compensent uniquement les surpressions en admettant une décharge de la conduite de refoulement dans l'aspiration.

- **les soupapes de décharge**

Elles s'ouvrent au-delà d'une pression prédéterminée.

- **Les volants d'inertie et les vannes à commande progressive.**

Ces appareils de protection ont pour effet de contrôler la fermeture afin qu'elle reste lente par rapport à l'oscillation de la masse d'eau dans la conduite.

## CHAPITRE 6. L'ADDUCTION

### 6.1. DEFINITION

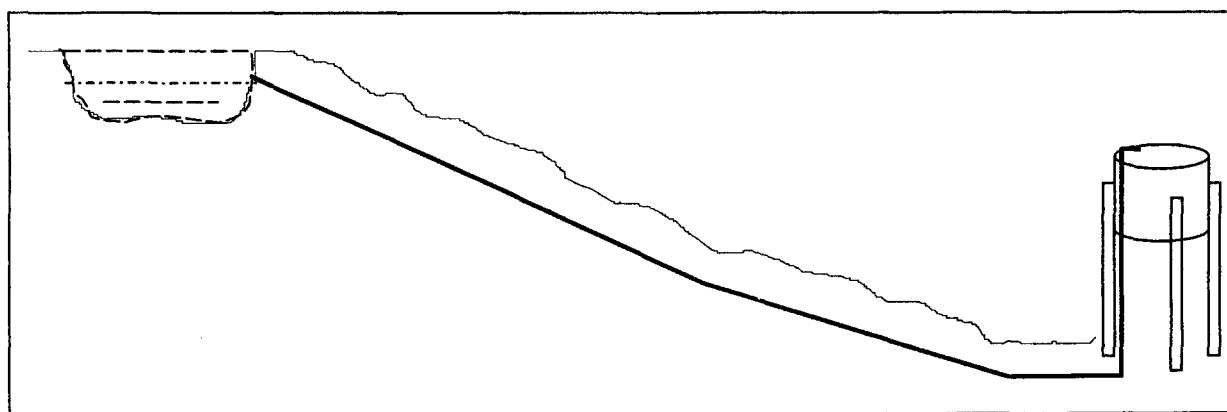
Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement ;
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres.

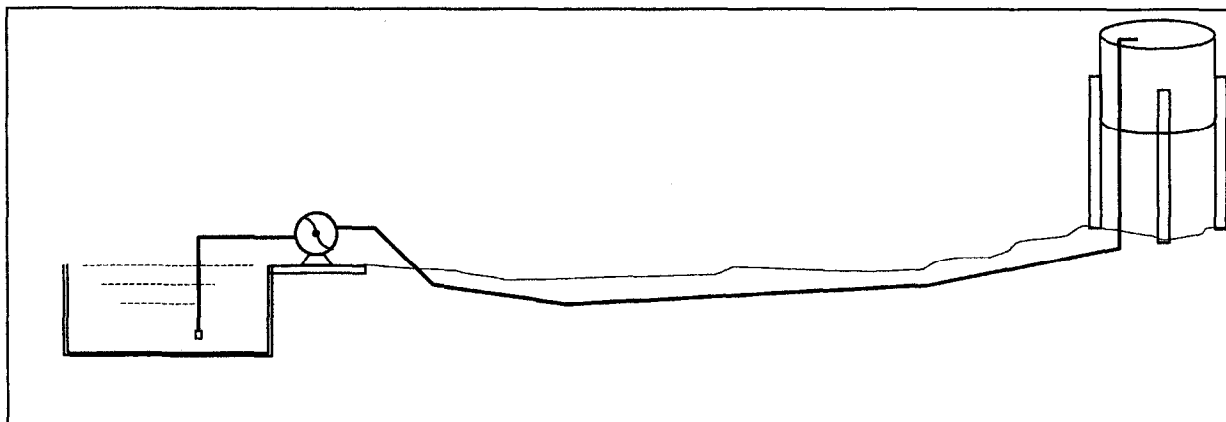
- conduite d'adduction Loumbila - Ouagadougou 18.5 km
- conduite d'adduction lac de Guiers - Dakar 240 km
- conduite d'adduction Mouhoun – Koudougou 52.6 km

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être gravitaire ou par refoulement. L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.



**Figure 6.1 - Adduction gravitaire à partir d'une source**

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est mû par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.



**Figure 6.2 - Adduction par refoulement**

## **6.2. TRACE DES CONDUITES**

### **6.2.1. Tracé en plan**

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

### **6.2.2 Profil en long**

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs.

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive ;
- évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
  - la réduction de débit
  - le gaspillage d'énergie
  - les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- créer des pentes minimales supérieures à 0.3%.
- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.

Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50,00 m.

### 6.2.3. Pose des conduites

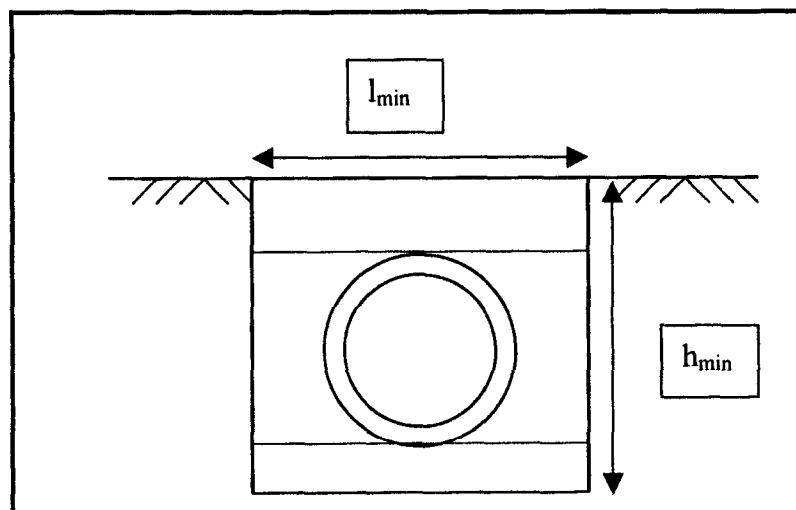
Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour les protéger contre les intempéries (ensoleillement, réchauffement de l'eau, blocage par refroidissement du liquide (neige)). Elles doivent être enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de circulation sous lesquelles elles sont posées et de prévenir leur ovalisation ou leur écrasement par les charges trop lourdes, les chocs. La profondeur et la largeur minimales sont données par les formules ci-après.

$$\begin{aligned} h_{\min} &\geq 0.50 \text{ m} + D_{\text{ex}} \\ l_{\min} &\geq 0.40 \text{ m} + D_{\text{ex}} \end{aligned}$$

$D_{\text{ex}}$  = Diamètre extérieur de la conduite

$h_{\min}$  = Profondeur minimale

$l_{\min}$  = Largeur minimale



**Figure 6.3 – Profil en travers de conduite**



De façon pratique les profondeurs de la tranchée seront comprises entre 0.80 et 5.00 m et une moyenne 1.0m.

$$0.80 \text{ m} < h < 5,00 \text{ m}$$

Dans certains cas la conduite peut être posée à même le sol ou suspendue pour le franchissement d'obstacle, tels que les ponts, les ravins, les talus des montagnes. Cette disposition n'est pas applicable aux conduites en matière plastique (PVC, PEHD) qui sont très sensibles à l'ensoleillement et aux variations de température. En cas de besoin, elles seront protégées par des fourreaux en matériaux plus résistants (fonte, acier).

Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite de conditions particulières il manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne. L'exécution des joints fera l'objet d'une attention particulière au cours de la pose des conduites. Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité de la conduite avant le remblai. Les essais de pression font l'objet de protocole que l'on retrouve dans les cahiers de charge des entreprises de travaux. La pression d'épreuve est la pression maximale de calcul de la conduite, majorée des effets du régime transitoire. La baisse de pression ne devra pas excéder 2 m après une attente de 30 minutes lorsque la pression d'épreuve a été atteinte.

### 6.3. *HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES*

#### 6.3.1. *Analyse de l'écoulement dans les conduites*

L'analyse de l'écoulement dans les conduites en charge se fait à partir du principe de la conservation de l'énergie, à l'aide de l'équation de Bernoulli qui comporte quatre éléments en dimension linéaire (mCE)

$$H_A = H_B + \Delta H_{AB}$$

$$z_A + Y_A + \frac{V_A^2}{2g} = z_B + Y_B + \frac{V_B^2}{2g} + \Delta H_{AB}$$

La représentation graphique de la charge en fonction du débit dans la conduite détermine deux lignes :

La ligne de charge :  $H = z + Y + \frac{V^2}{2g}$

La ligne piézométrique :  $z + Y = z + \frac{P}{\rho g}$

- $z$  = cote géométrique ou altitude par rapport au niveau de référence.
- $P$  = Pression en  $N/m^2$  ( $10^{-5}$  bar).

$$P = \rho g \cdot Y$$

- $\Delta H_{AB}$  : perte de charge entre les deux points selon les formules classiques.
- $\frac{V_A^2}{2g}$  ou  $\frac{V_B^2}{2g}$  élément représentatif de l'énergie cinétique en A ou B

$V$  = Vitesse moyenne de l'écoulement en m/s

$\rho$  = Masse spécifique du liquide ( $\rho \cong 1000 \text{ kg/m}^3$ )

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

### 6.3.2. Importance relative de la pression

La pression en un point est donnée

$$P = \rho g \cdot Y$$

$Y$  = pression en mCE

$$P = 1000 \times 9.81 \times Y = 9810 \times Y \text{ Pascals}$$

$$1 \text{ bar} \cong 10^5 \text{ Pa}$$

$$P' = \frac{P}{10^5} = 0,0981 \text{ y} \cong 0.1 Y \text{ bar}$$

Dans les systèmes de distribution le terme de charge dû à l'énergie cinétique est négligeable devant la pression. En effet la pression relative dans les conduites est comprise en général entre 1 et 10 bars. La vitesse maximale excède rarement 1.5 m/s.

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(1.5)^2}{19.62} \cong 0.115 \text{ m} = 11.5 \text{ cm} \lll 10 \text{ m à } 100 \text{ m}$$

En pratique, dans l'analyse des réseaux AEP, l'énergie cinétique étant négligeable devant la pression, la ligne piézométrique et la ligne de charge peuvent être confondues.

$$\frac{V^2}{2g} \lll \frac{P}{\rho g}$$

La formule de Bernoulli devient

$$z_A + Y_A = z_B + Y_B + \Delta H_{AB}$$

Le tracé de la ligne piézométrique d'une conduite sur son profil en long permet de procéder aux vérifications des points critiques pour s'assurer de la suffisance de la pression aux points hauts pour les

besoins de service ou pour prévenir la cavitation. La pression aux points bas doit rester inférieure à la pression nominale prescrite par le fabricant : PN 6, 10, 16, 25 bars.

#### **6.4. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES**

##### *6.4.1. Données de dimensionnement*

Trois données sont nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction ;

- Les caractéristiques propres du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit (minima, maxima), le marnage; .
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification ;
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement ;
- Le profil en long du terrain naturel.

##### *6.4.2. Contraintes*

L'expérience qui intègre les contraintes techniques et économiques recommande une limitation de la vitesse à l'intérieur de la conduite à 1.5 m/s. La limite inférieure est donnée par la vitesse d'autocurage qui dépend de la qualité de l'eau. Elle varie entre 0,2 et 0,3 m/s en fonction de la plus petite particule à éliminer par entraînement par la force tractive de l'eau.

Dans des conditions de débit identique, à une vitesse faible correspond un diamètre élevé de la conduite et des risques de dépôt des matières en suspension ; A une vitesse élevée, les pertes de charges sont importantes avec des risques de coup de bélier et des dépenses en énergie plus élevées. La vitesse d'écoulement dans les conduites d'adduction se situe idéalement entre 0.8 et 1.2 m/s avec des limites allant de 0.6 à 1.5 m/s pour tenir compte du coût élevé de l'énergie dans nos différents pays. Ces vitesses relativement élevées n'admettent ni les dépôts de sédiments, ni le développement de la culture microbienne fixée sur les parois des conduites ; elles justifient pourquoi les conduites d'adduction sont généralement peu encrassées.

Critère	Vitesse m/s	
	minimum	Maximum
Objectif	0.8	1.2
Limite	0.6	1.5

Les limitations de pression sont données par deux paramètres. La pression minimale doit être supérieure à la pression atmosphérique, notamment aux points hauts. La pression maximale est limitée à la pression maximale indiquée par les fabricants de conduite. PN 6, 10, 16, 25 bars. Le transport expose les conduites aux intempéries telles que l'ensoleillement, les variations de température. Il est recommandé d'appliquer

un coefficient de sécurité de 0.70 à 0.80 à la pression nominale marquée des conduites en plastique (PVC, PeHD) dont les caractéristiques sont modifiées par l'ensoleillement et les variations de températures.

#### 6.4.3. Paramètres de dimensionnement

Il y a quatre paramètres

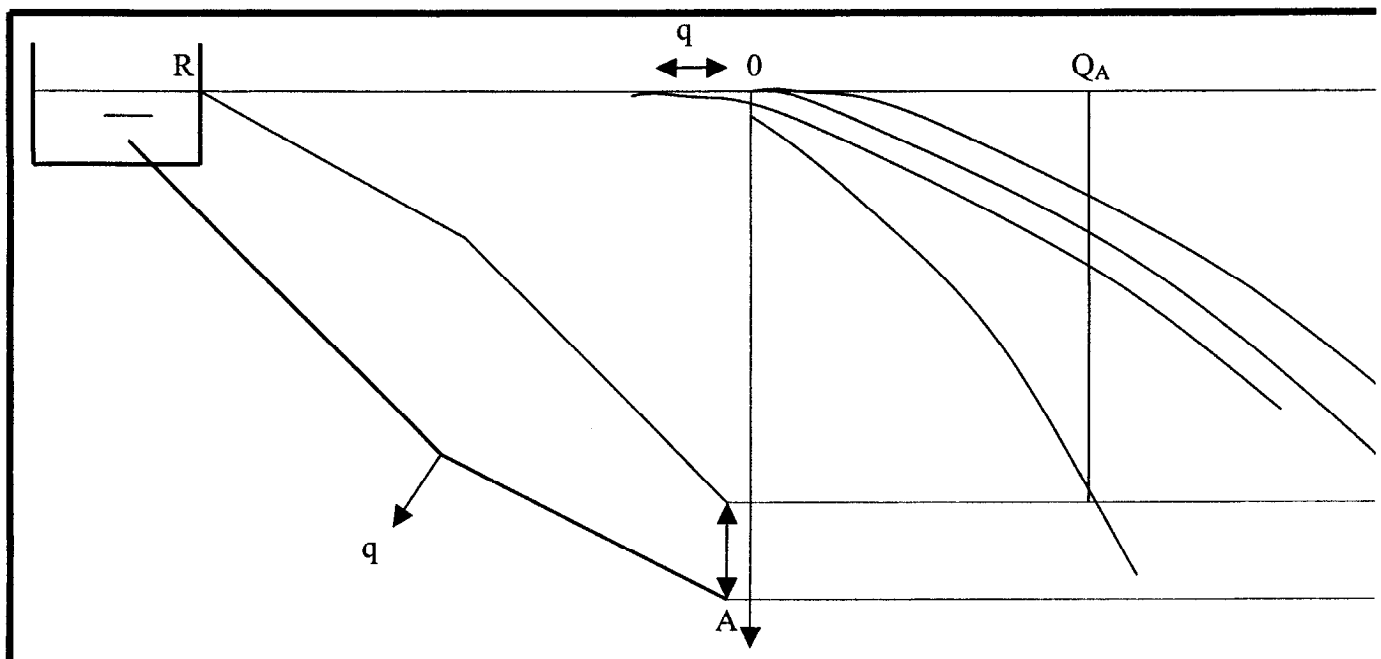
- le débit  $Q$
- le diamètre  $D$
- la vitesse  $V$
- la perte de charge  $\Delta H$

La perte de charge disponible pour une conduite gravitaire est connue par la dénivelée. On peut alors calculer le diamètre et vérifier la conformité de la vitesse. Dans le cas général des conduites de refoulement, on procède par itération en fixant une vitesse arbitraire au départ, et en optimisant le choix de la conduite suivant les contraintes techniques et économiques. Dans les d'adduction complexe avec plusieurs conduites, les problèmes de transit sont résolus graphiquement à l'aide des courbes caractéristiques. Les moyens informatiques permettent aujourd'hui de faire des simulations de fonctionnement et même d'acquisition de données en temps réel.

#### 6.5. APPLICATION A LA RESOLUTION DES PROBLEMES DE TRANSIT

##### 6.5.1. Prélèvement ponctuel sur une conduite

Deux conduites en série alimentent un réseau à partir d'un réservoir, avec un prélèvement en route. Le débit qui arrive en à l'entrée du réseau peut être recherché graphiquement



**Figure 6.4 - Prélèvement ponctuel**

### 6.5.2. Injection ponctuelle sur une conduite

Il en est de même pour une injection ponctuelle.

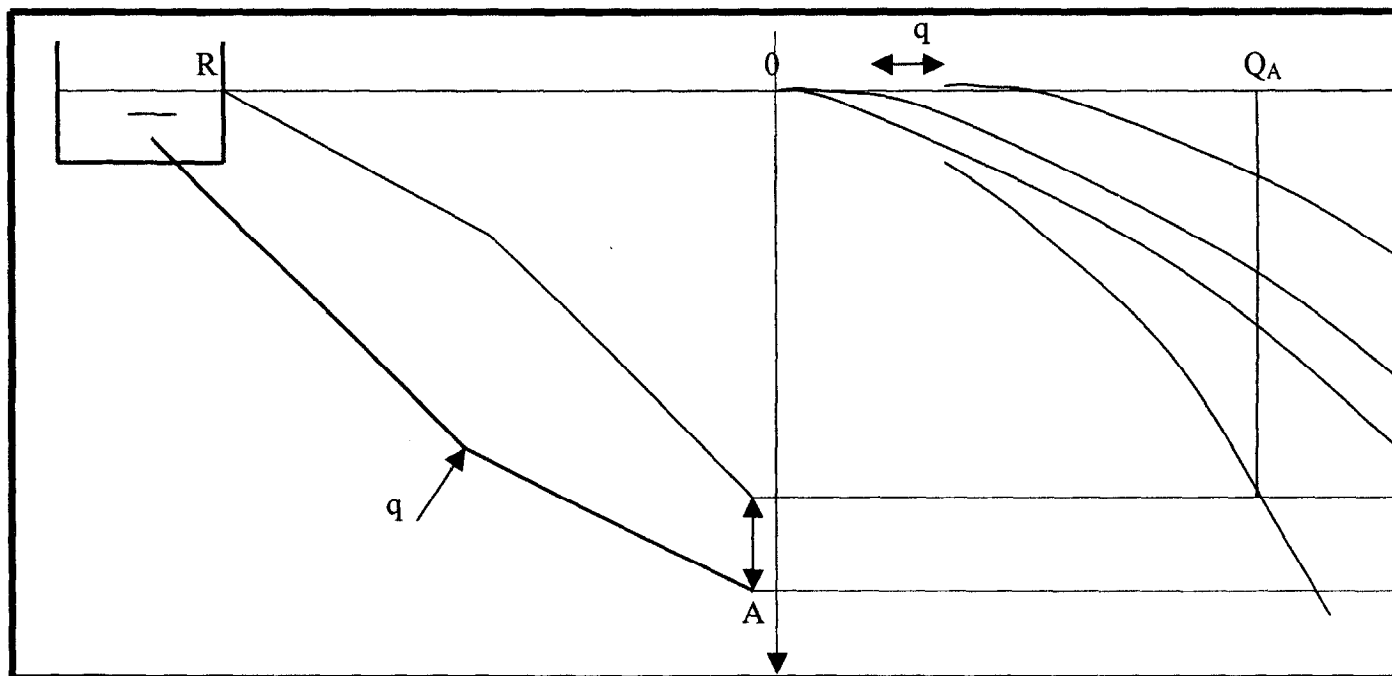


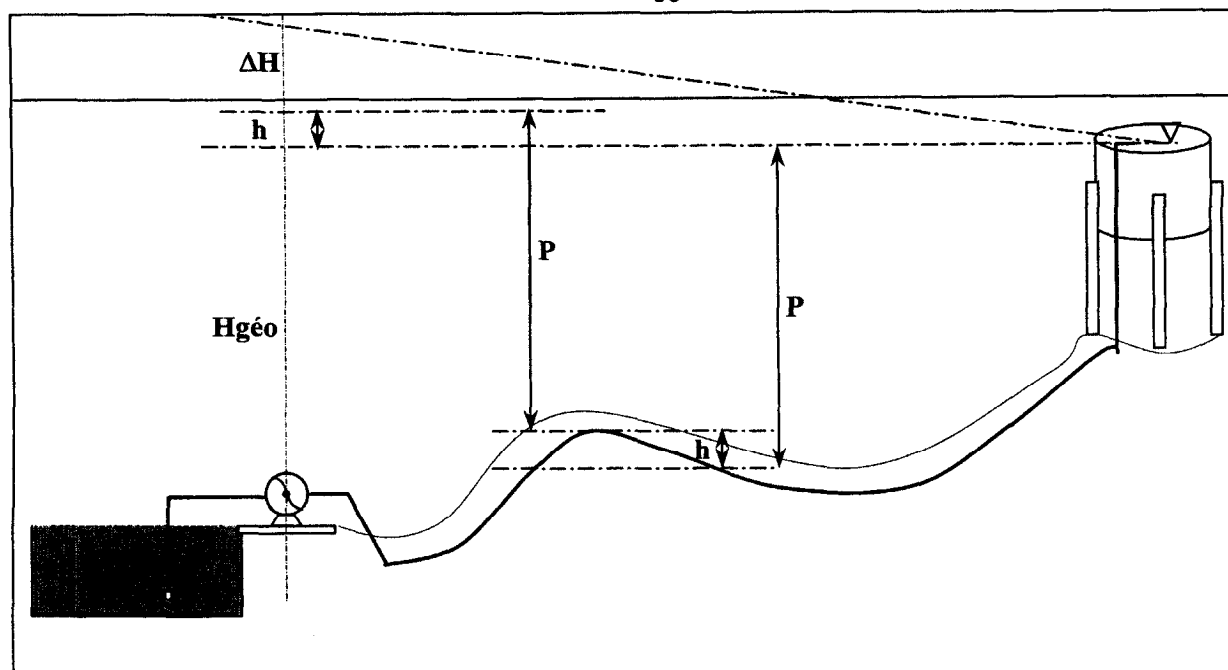
Figure 6.5 - Injection ponctuelle

## 6.6. LA PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION

### 6.6.1. La protection des points hauts

Au cours du fonctionnement de la conduite ou de sa mise en eau, il peut se produire une accumulation de l'air aux points hauts. L'accumulation survient au cours du remplissage de la conduite ou de la séparation de l'air dissous par suite de conditions favorables de pression. La présence de l'air accumulé dans une conduite a pour conséquences, la réduction du débit, les risques de coups de bélier et le gaspillage d'énergie en cas de pompage. Les poches d'air peuvent être entraînées jusqu'à l'exutoire de la conduite de refoulement. Elles provoquent alors des appels brusques de débit qui peuvent s'exprimer par un coup de bélier.

Lors du diagnostic des performances des stations de pompage et de leurs conduites de refoulement, la purge adéquate des points hauts est la première vérification à effectuer avant d'examiner la rugosité des canalisations et les rendements des pompes.



**Figure 6.6 - Les effets de l'air sur le fonctionnement d'une conduite de refoulement**

#### 6.6.2. La protection aux points bas

Les vidanges raccordées à proximité des points bas permettent de vider la conduite et procéder à son entretien. Le choix du débit de la vidange dépend de la longueur de la conduite d'adduction, son diamètre et le temps jugée acceptable pour la vidanger.

#### 6.6.3. Les mesures de protection

Trois mesures simples peuvent être prises pour réduire ou éliminer les inconvénients cités dans les paragraphes précédents :

- Le profil en long de la conduite doit faciliter l'accumulation de l'air en des points hauts préalablement choisis. Si le terrain est plat, il faut créer une pente minimale de 0.2 à 0.3% dans la partie montante dans le sens de l'écoulement et 0.4 à 0.6% dans la partie descendante afin d'éviter l'entraînement des poches d'air qui peuvent provoquer des coups de bélier.
- Des appareils de purge et d'admission de l'air doivent être placés aux points hauts
- Des vidanges seront placées aux points bas.

## CHAPITRE 7. LES STOCKAGES D'EAU

### 7.1. DEFINITION

Le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie). Le stockage se fait :

- aux stations de traitement ;
- aux stations de pompage de reprise ;
- sur le réseau de distribution.

Sur le plan hydraulique le stockage peut être

- un réservoir : ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré ;
- un château d'eau : ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Au niveau du matériau de construction, les stockages sont en béton armé, en acier, en matières plastiques.

### 7.2. FONCTIONS

Les stockages ont pour fonction principale de résorber ou d'atténuer les phénomènes transitoires préjudiciables au fonctionnement des installations et d'écarter les phénomènes cycliques dus au comportement des usagers. Ils participent à la sécurisation du système de distribution, à la continuité du service et à l'amélioration de sa qualité. C'est un élément de confort de l'utilisateur.

#### 7.2.1. Le stockage dans les stations de traitement

Dans les cas de pompage discontinu ou d'utilisation de plusieurs sources d'approvisionnement le stockage situé à l'amont d'une station de traitement a pour fonction.

- régulariser les débits d'entrée des unités de traitement afin d'optimiser le traitement et d'économiser les produits de traitement.
- Fournir une eau brute de qualité égale.

#### 7.2.2. Les bâches de pompage

Le stockage à l'aval des unités de traitement se fait à l'aide de bâche. Elles ont pour rôle de stabiliser les conditions d'aspiration des pompes, d'assurer le temps de contact nécessaire à l'action des produits de désinfection et d'équilibrage physico-chimique de l'eau, de constituer une réserve utile pour les besoins in situ (lavage des filtres, rinçage des décanteurs) : (voir cours TEC-Ingénierie).

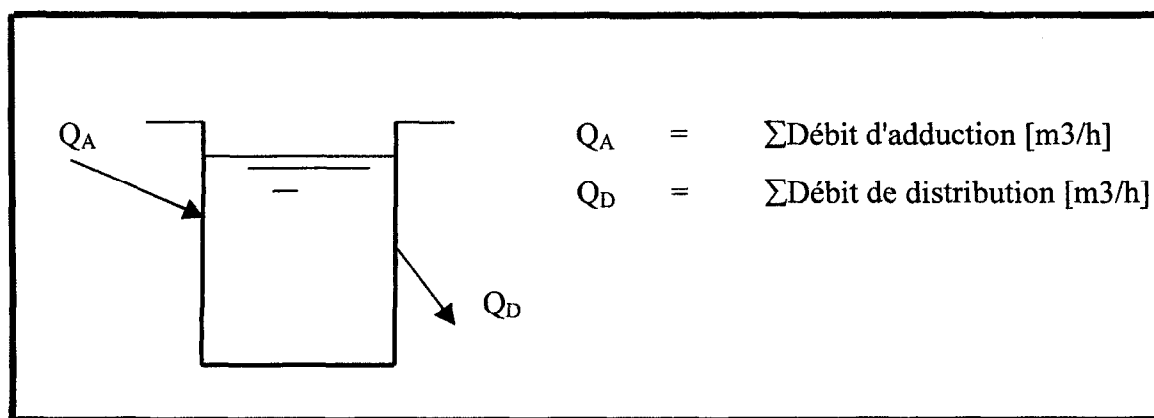
Le volume tampon minimum est celui correspondant au temps de contact efficace des produits chimiques de traitement (environ 30 à 45 minutes pour le chlore) plus les quantités d'eau de service.

### 7.2.3. Le stockage sur le réseau de distribution

Le stockage sur les réseaux de distribution assure quatre grandes fonctions techniques qui peuvent être prises séparément ou combinées.

#### - Ecrêtage des pointes de consommation journalière

Le débit d'adduction est quasiment constant et bien situé dans le temps. Le débit de distribution est très variable au cours de la journée. Le stockage sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée  $Q_A$  et la distribution journalière  $Q_D$ , par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation.



**Figure 7.1 - Rôle du stockage sur réseau**

#### - Mise en pression d'un réseau gravitaire

Dans le cas de réseau de distribution gravitaire, le stockage situé en tête du réseau maintient une pression dans l'ensemble du réseau dont la variation ne dépasse pas la hauteur de marnage du réservoir aux heures de pointe. La faiblesse des variations des pressions se traduit par une moindre sollicitation des points de faiblesse du réseau, joints des conduites, nœuds, appareils de sectionnement. C'est un avantage pour la protection du réseau.

#### - Équilibrage des pressions sur le réseau.

Dans le cas d'une distribution en route par la conduite de refoulement, le stockage situé hydrauliquement en bout de réseau est alimenté par le surplus de débit pendant les heures de faible consommation. Le volume stocké permet d'équilibrer les pressions aux heures de fortes consommations par une réalimentation du réseau : c'est un stockage d'équilibre.

#### - Volume de sécurité

Les interruptions de fourniture d'eau dues à des défaillances du système 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

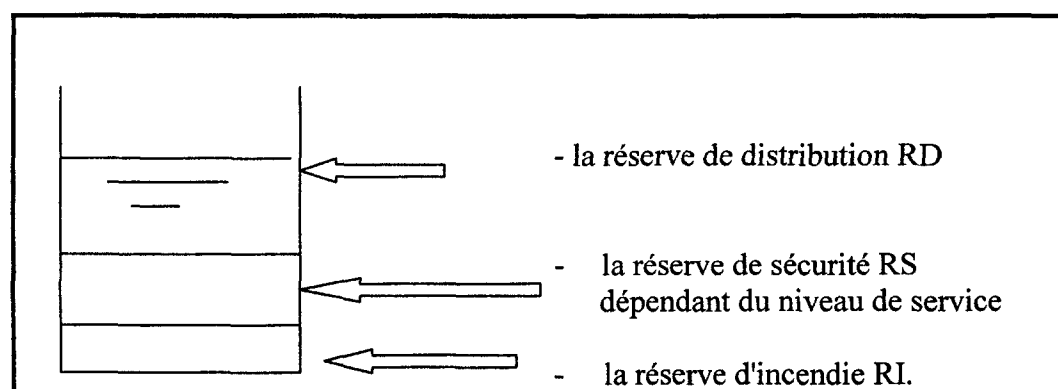
Fraction de la consommation	1/4	1/3	1/2	2/3	1 journée
Temps de service approximatif	6 h	8h	12h	16h	24h

### - Réserve incendie

Une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. C'est souvent une précaution supplémentaire prise par les services d'eau et les brigades de sapeurs pompiers pour pallier les défaillances du réseau. Les dispositions constructives doivent être prises pour rendre cette quantité d'eau toujours disponible tout en assurant qu'elle n'est pas une tranche morte. Les stockages sont des lieux très sensibles pour l'altération de la qualité de l'eau. C'est pourquoi durant leur exploitation le renouvellement des volumes des réservoirs fera l'objet de surveillance particulière. Le temps de séjour de l'eau devra être inférieur au temps de rémanence des produits de protection de l'eau contre les contaminations ultérieures. Ce temps est de deux (2) jours pour le chlore et ses dérivés, couramment employés dans nos systèmes de distribution.

### **7.3. LA DETERMINATION DE LA CAPACITE DE STOCKAGE**

La capacité de stockage sur les réseaux de distribution est comprise entre 25% et 50%, avec une moyenne 33%, de la consommation journalière de pointe. Elle se compose de trois éléments



**Figure 7.2 - Capacité de stockage sur le réseau de distribution**

### 7.3.1. La réserve de distribution

La capacité théorique de la réserve de distribution est fonction du débit d'adduction et des fluctuations du débit de distribution. La réserve de distribution devient nécessaire lorsque le débit maximal de distribution  $q_D$  est supérieur au débit d'adduction  $q_A$ . Le cumul des débits d'adduction est égal au cumul des débits de distribution au cours d'une journée.

$$\sum q_A = \sum q_D$$

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.

#### - La méthode analytique

Le fonctionnement du système est simulé au cours d'une journée afin de déceler à des pas de temps prédéterminés les déficits et les surplus de volume non consommés.

**Tableau 7.1 : données de simulation du fonctionnement d'un stockage**

Débit horizon du projet (jour de pointe) : [m<sup>3</sup>/j]

Capacité de pompage : m<sup>3</sup>/h

Nombre d'heures de pompage : [h/j]

Périodes de pompage

Période	Ressources			Distribution				Bilan
	Res. 01 m <sup>3</sup> /h	Res. 02 m <sup>3</sup> /h	Res. Cumulée m <sup>3</sup>	Profil %	horaire m <sup>3</sup> /h	De la période m <sup>3</sup>	Cumulée m <sup>3</sup>	Cumulé(BC) m <sup>3</sup>

Réserve nécessaire VD = [BCmin] + [BCmax]

La réserve de distribution est la somme de la plus grande valeur positive et de la valeur absolue de la plus faible valeur négative.

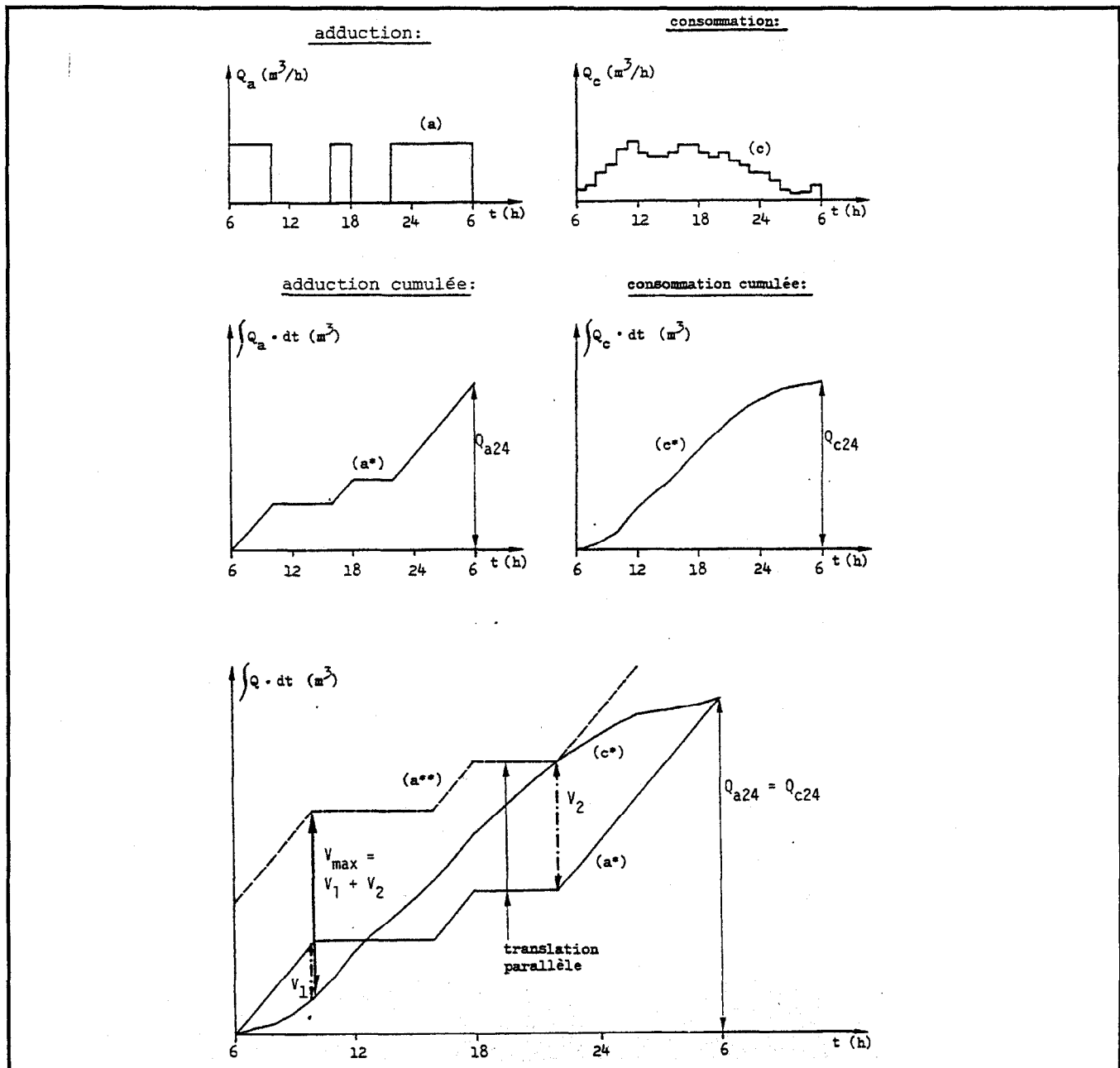
#### - La méthode graphique

La méthode graphique de détermination de la réserve de distribution permet de visualiser les compensations entre les temps de faible consommation et ceux des fortes consommations afin d'ajuster les périodes de pompage pour minimiser les risques de rupture de fourniture pendant les heures de forte

consommation. En pratique, on se fixe un temps de pompage journalier, les périodes de pompage et le débit de pompage. Puis l'on représente successivement pour une journée (24 heures) :

- l'adduction A et la distribution D, simplifiées en tranche horaire  $q_A$ ,  $q_D$ .
- les courbes de cumul des débits précédents
- la superposition des courbes de cumul des débits

Une translation parallèle de la courbe d'adduction pour envelopper la courbe de distribution permet la visualisation des deux écarts maxima. La somme de ces deux écarts indique le volume de la réserve de distribution.



Le volume total répondant aux besoins RD est représenté par  $V_1$  &  $V_2$ .

**Figure 7.3 - Détermination graphique de la réserve de distribution**

- La méthode simplifiée

La méthode simplifiée est le résultat de l'expérience de chaque pays. Elle est consacrée par l'usage et peut être utile, surtout pour les localités où il n'existe pas encore de données statistiques conséquentes.

Une réserve de distribution de 25% de la consommation journalière de pointe suffit à satisfaire les besoins dans les grandes agglomérations de plus de 200 000 habitants. Ce minimum sera porté à 1/3 de la consommation journalière de pointe pour les petites adductions d'eau où la disponibilité du matériel et la durée des interventions sur les installations peuvent induire de longues périodes de rupture de la production.

*7.3.2. La réserve de secours*

La réserve de secours n'a pas un caractère obligatoire ; elle dépend du confort que l'on veut offrir aux usagers. Elle correspond à un volume représentant une fourchette de 6 heures à 14 heures de la distribution du jour moyen.

*7.3.3. La réserve incendie*

Le volume de la réserve incendie est estimé à partir du nombre probable d'incendies, du temps pour les étouffer (1 à 2 h ). En général on prévoit un incendie par dispositif de stockage, et un débit variant de 30 à 60 m<sup>3</sup>/h, suivant la localité.

**7.4. LA DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU STOCKAGE**

La cote du radier d'un stockage dépend essentiellement du besoin pression minimal des installations situées à l'aval de l'ouvrage. Lorsqu'il s'agit d'ouvrage de régulation, situé à l'amont d'installation de traitement par exemple, c'est le besoin minimal de pression qui fixe la cote du radier du stockage. S'il s'agit d'une bache d'aspiration de pompe, c'est la hauteur nette positive d'aspiration requise (NPSH<sub>r</sub>) qui sera la contrainte principale pour le choix de la cote relative par rapport à la disposition de la pompe. Le choix des côtes des stockages situés sur les réseaux de distribution est soumis à deux contraintes majeures. L'ouvrage doit assurer la pression de service contractuelle au point hydrauliquement le plus défavorisé en pression tant qu'il délivre un débit d'eau. La pression dans le réseau doit rester inférieure à la pression nominale des conduites et accessoires de distribution. Dans les villes très accidentées, la mise en place d'appareils de réduction de pression est inévitable. En lieu et place il est quelquefois préconisé la construction de plusieurs stockages suivant des paliers de pression, lorsque cette solution est économiquement concurrentielle.

### **7.5. CHOIX DU NOMBRE DE RESERVOIRS**

La décision de construire un ou plusieurs stockages est commandée par le souci de limiter les fluctuations importantes de pression dans le réseau, d'assurer une alimentation équitable des usagers et d'offrir une souplesse suffisante à l'exploitant afin de minimiser les risques de rupture de fournitures d'eau. Il est souvent intéressant de créer plusieurs zones de distribution dominées chacune par un ouvrage dont les avantages seraient l'abaissement de la hauteur des ouvrages dans certains cas, l'économie de la mise en place de réducteurs de pressions dans d'autres cas. Outre ces préoccupations techniques, chaque zone de distribution est une unité commerciale dans laquelle se feront la planification du développement, la surveillance des performances et de l'entretien du réseau. Ces dispositions peuvent se traduire par une distribution étagée avec station de relevage, des secteurs hydrauliques bouclés par des vannes de sectionnement. Les obstacles naturels tel que les cours d'eau, les grandes voies peuvent servir à la délimitation des zones d'influence des ouvrages de stockage.

### **7.6. L'EMPLACEMENT DES STOCKAGES SUR LE RESEAU**

L'emplacement du réservoir doit concilier deux contraintes :

- se situer au centre de la zone desservie pour minimiser la longueur et le diamètre des conduites principales ;
- être construit au point géométriquement le plus haut de la zone couverte afin de minimiser sa hauteur par rapport au terrain naturel ;

La surélévation d'un réservoir a un impact important sur son coût de construction. Lorsque la zone est un terrain plat la solution optimale consiste à placer le réservoir au centre de gravité du réseau de distribution.

### **7.7. LES 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.

## **7.8. EQUIPEMENT DE CONTRÔLE**

### *7.8.1. Les équipements hydrauliques*

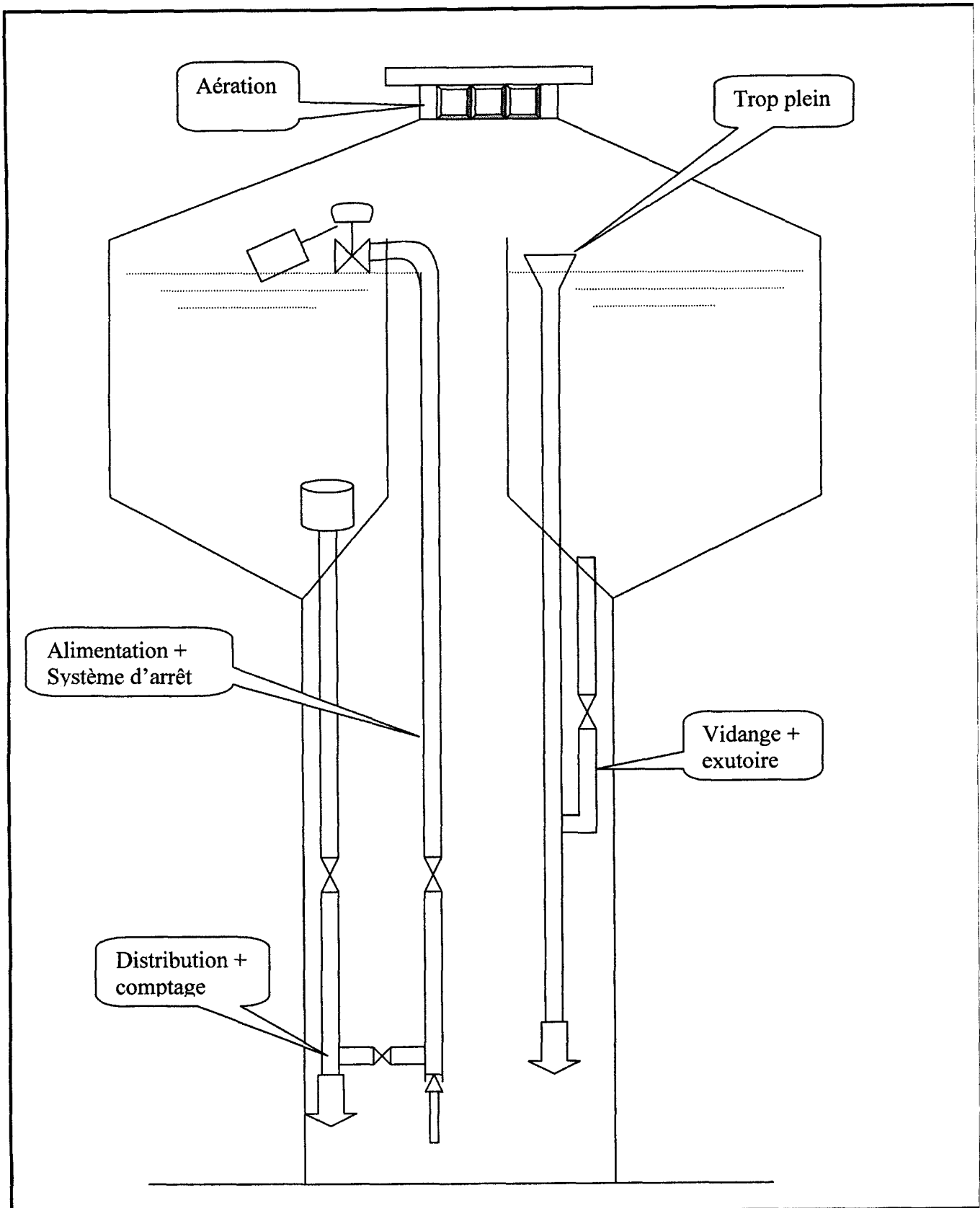
Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation.

- 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 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 sapeurs 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.

### *7.8.2. 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
- électriquement
- par le réseau téléphonique (analogique, numérique).



**Figure 7.4 – Equipement d'un réservoir de distribution**

## **CHAPITRE 8. LE SYSTEME DE DISTRIBUTION**

### **8.1. LES FONCTIONS DU SYSTEME DE DISTRIBUTION**

Le système de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable. Son rôle est de transporter l'eau du stockage jusque chez les usagers et d'en assurer la livraison. Quatre exigences sont recherchées:

- L'accessibilité technique et financière aux usagers
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité
- La continuité du service
- Une pression de service suffisante

### **8.2. LA STRUCTURE DES RESEAUX**

#### *8.2.1. La classification des réseaux.*

Le système de distribution est souvent décliné en sous-réseaux afin de subdiviser ses fonctions principales pour améliorer ses performances. Le choix des conduites composant chacun des sous-réseaux dépend des débits en cause, de la taille du réseau et de l'importance du maillon de conduite dans le fonctionnement du système.

Le réseau primaire est constitué des conduites qui desservent principalement les zones de distribution. Les conduites primaires sont celles qui ont les plus grands diamètres. Le choix des conduites dites primaires est consécutif à l'étude de sensibilité des conséquences de leur défaillance sur la qualité et la continuité du service. Il faut alors minimiser les points de faiblesse sur ces conduites. C'est pourquoi le réseau primaire ne comporte pas de points de livraison.

L'ensemble des conduites secondaires forme le réseau secondaire dont le rôle est d'assurer la répartition des débits à l'intérieur d'une zone de distribution. Les dispositifs de défense contre l'incendie y sont connectés et les raccordements des points de livraison y sont tolérés.

L'ensemble des conduites tertiaires transporte et distribue l'eau aux usagers. C'est sur ces conduites que sont installés la plupart des points de livraison : branchements privés, bornes fontaines.

Les différents sous-réseaux d'un système de distribution sont agencés sous la forme d'un réseau ramifié, un réseau maillé ou la combinaison des deux.



### 8.2.2. *Le réseau ramifié*

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité des points de livraison et une continuité de service peu exigée. D'un coût relativement bas à l'investissement, cet avantage par rapport au réseau maillé s'estompe avec les désavantages liés aux pertes de charge élevées du système, l'apparition de zones mortes en cas d'arrêt ou de baisse de consommation, la création de grandes zones d'interruption de la fourniture d'eau en cas de défaillance. La sécurité du service est mal assurée et les frais de pompage sont relativement peu élevés par rapport à un réseau maillé rendant un service de niveau équivalent.

### 8.2.3. *Le réseau maillé*

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande. Il n'y a pas de zones mortes tant qu'il y a un minimum de consommation ; ce qui contribue à préserver la qualité de l'eau. Chaque point du réseau maillé peut être alimenté par deux nœuds. En raison de ces deux degrés de liberté, la sécurité dans la distribution et la qualité du service sont plus grandes. En cas de rupture de conduite, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes. Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié.

## 8.3. **LE TRACE DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

### 8.3.1. *Les principes du tracé des réseaux.*

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- fonctionnement hydraulique simple et efficace
- continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture
- optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues,
- équipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

### 8.3.2. *La disposition physique*

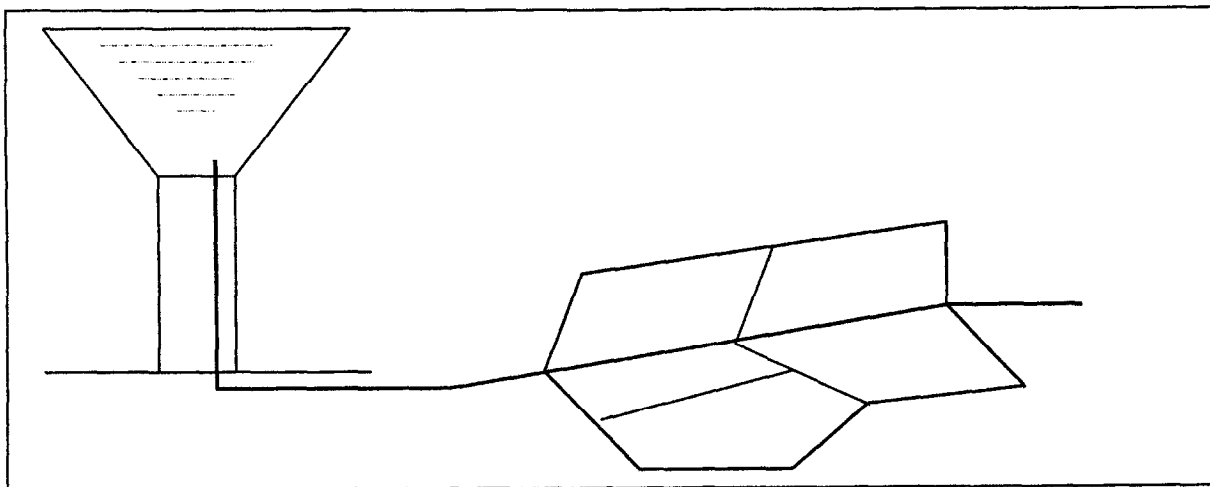
Le réseau sera posé le long des voiries ; on évitera de poser des conduites sous la chaussée. Il sera formellement interdit d'utiliser les domaines privés. Dans certaines villes, l'occupation des voiries par les réseaux divers (électricité, téléphone, eau potable, eaux usées, assainissement pluvial) est déjà organisée. L'adoption du tracé définitif sera soumise au repérage des installations et zones suivantes qui ont une importance pour le bon fonctionnement du réseau ainsi que son développement futur.

- le stockage
- les gros consommateurs
- les bornes fontaines
- les bouches d'incendie
- les zones de densité élevée de l'habitat
- les pôles d'extensions futures de la localité.

## 8.4. **LES MODES DE DISTRIBUTION**

### 8.4.1. *La distribution gravitaire.*

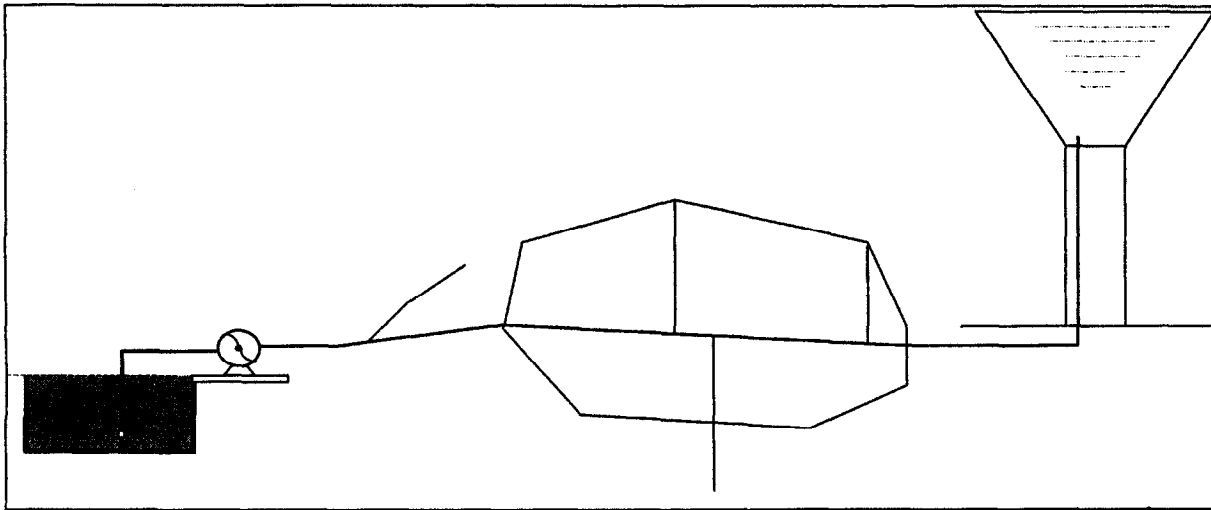
La distribution est entièrement gravitaire lorsqu'elle se fait à partir d'un stockage qui domine hydrauliquement tout le réseau. La pression de service est atteinte ou dépassée sur l'ensemble des zones sans l'intervention d'une machine élévatrice.



**Figure 8.1 - Mode de distribution – distribution gravitaire**

#### 8.4.2. *Le refoulement distributif*

Le refoulement distributif est adopté dans le cas où le stockage serait inexistant ou qu'il se situe à l'opposé de la source d'eau potable, obligeant à traverser toute la localité pour joindre les deux installations. Ce sont les pompes qui assurent les pressions de service.



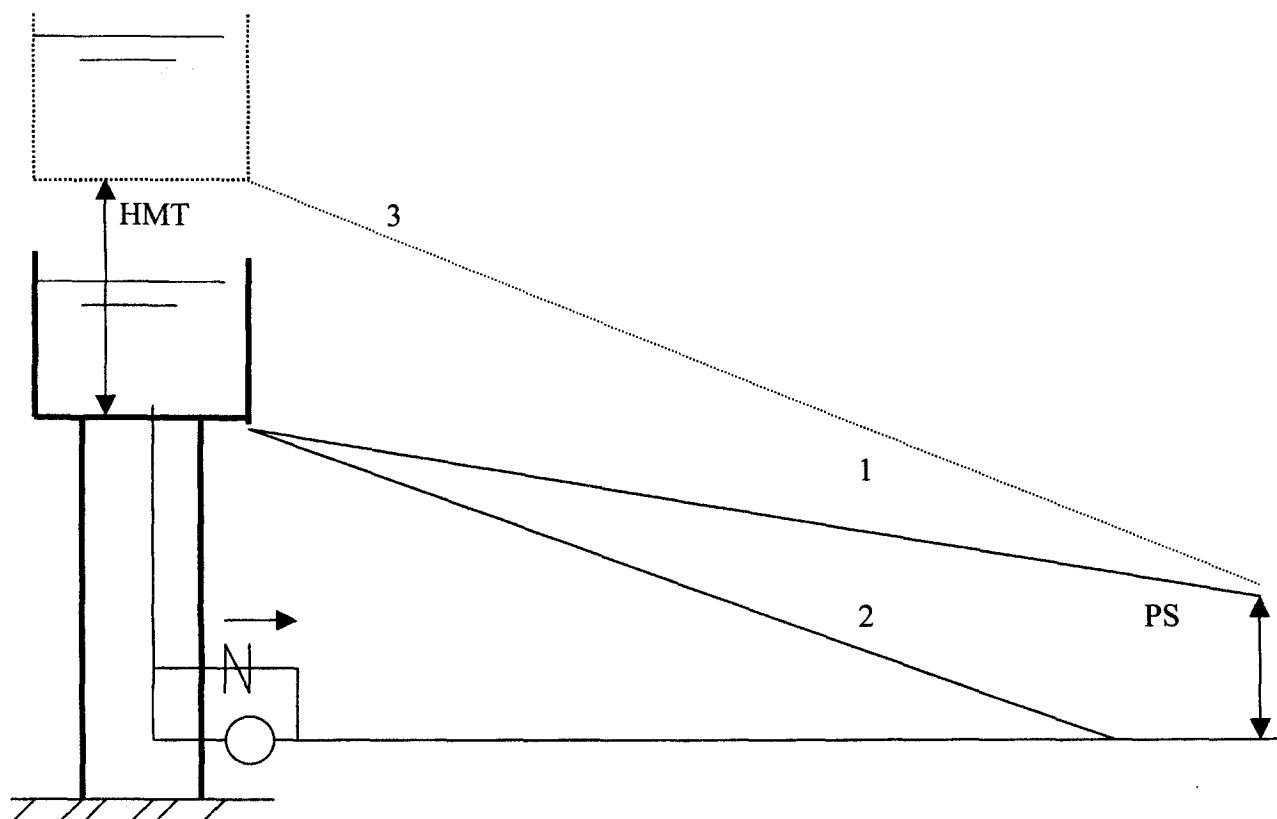
**Figure 8.2 - Mode de distribution - Refoulement distributif**

#### 8.4.3. *Le pompage à la demande*

Une station de pompage fonctionne à la demande lorsque son débit varie en fonction des besoins en eau et de la pression à satisfaire à l'aval. Ce type de pompage est utilisé pour optimiser le bilan énergétique des systèmes AEP et respecter les pressions nominales des conduites de refoulement. Trois configurations fondamentales sont souvent rencontrées

##### *Le renforcement à partir d'un ouvrage de mise en pression*

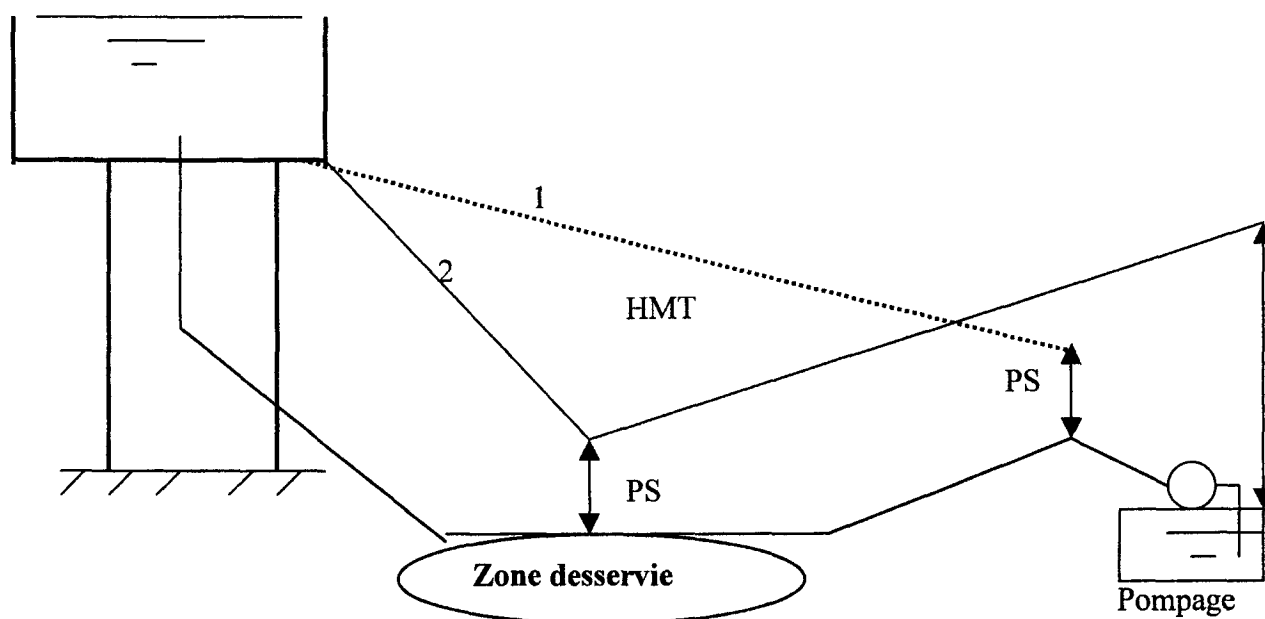
Le changement des conditions de fonctionnement hydraulique du réseau dû à une augmentation de demande ou une extension peut avoir pour conséquence l'apparition de zones où la pression est inférieure à la pression de service. La création d'un pompage à la demande au pied de l'ouvrage de mise en pression peut être une réponse appropriée.



**Figure 8.3 - Renforcement d'un ouvrage de mise en pression**

*Le renforcement à partir d'une source secondaire*

Il est possible de créer une station de pompage à la demande à partir d'une source secondaire pour couvrir les pointes de la demande. Elle permet dans le même temps de maintenir la pression de service.

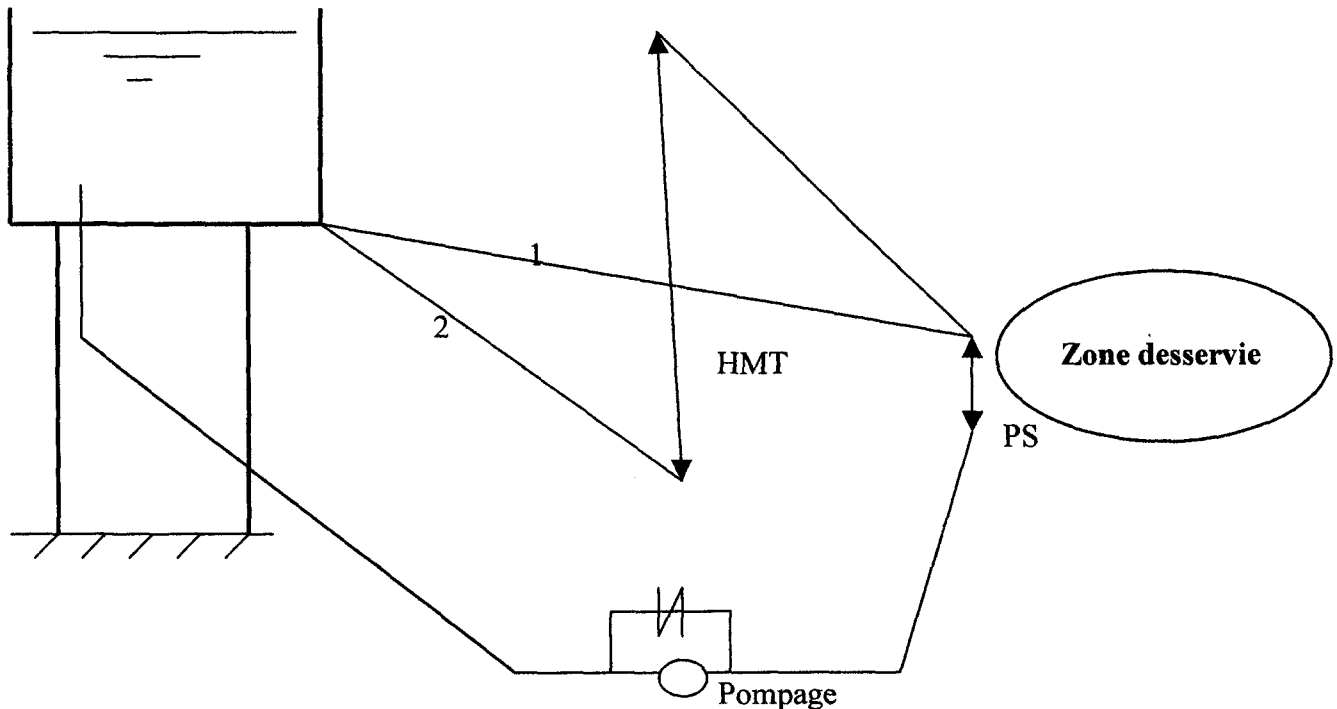


**Figure 8.4 - Renforcement à partir d'une source secondaire**

### La surpression en ligne

Les stations de surpression en ligne permettent de relever le niveau piézométrique à l'amont des zones à desservir. Elles peuvent être installées

- en remplacement d'un ouvrage de mise en pression (réservoir surélevé) dont la réalisation est jugée onéreuse sur le plan économique et financier
- à la sortie d'un ouvrage de mise en pression (figure 8.3)
- en ligne sur une conduite de distribution (figure 8.5).



**Figure 8.5 - Renforcement à partir d'une source secondaire**

En construction le relevage de pression se fait à partir de stockage intermédiaire (bâche, réservoir, château d'eau). Cette solution est mise en œuvre lorsque la hauteur géométrique ente

## 8.5. LA CONCEPTION D'UN RESEAU RAMIFIE

### 8.5.1. Les paramètres hydrauliques

- Le débit de dimensionnement du réseau est choisi pour les conditions les plus défavorables, c'est-à-dire à l'heure de pointe. En toute rigueur, l'on devra tenir compte du débit nécessaire pour étouffer un incendie pendant l'heure de pointe. Mais en général, on accepte une baisse de pression pendant cette période dont la probabilité d'occurrence est quasiment nulle. Le débit de dimensionnement est donc le débit de pointe horaire  $Q_{ph}$  généré pour chaque tronçon à partir des points de livraison aux usagers.
- La pression de service est donnée dans le cahier de charges des sociétés de distribution d'eau.

- Les conditions de vitesse sont voisines de celles de l'adduction.

$$0,3 \text{ m/s} < V < 1 \text{ m/s}$$

### 8.5.2. Le langage du dimensionnement

Le nœud est la rencontre de deux ou plusieurs conduites, un lieu de concentration de points de livraison de l'eau aux usagers.

Un tronçon est la portion de conduite comprise entre deux nœuds.

Le débit entrant et le débit sortant se définissent par rapport au nœud et exprime le bilan des écoulements à ce nœud.

### 8.5.3. La génération des débits

Après avoir tracé le réseau, les débits desservis à chaque nœud (consommation ponctuelle importante, antenne) ou de service en route sont identifiés

- Le débit desservi à un nœud est la somme des débits ponctuels soutirés à ce nœud.
- Le débit desservi sur chaque tronçon peut être déterminé de deux manières :
  - une desserte uniforme sur la longueur de la conduite : Dans un secteur du réseau, si les points de livraison, d'importance équivalente, sont uniformément répartis sur les tronçons, la desserte peut être considérée uniforme sur la longueur des conduites. Le débit desservi par chaque conduite est proportionnel à sa longueur.

$$Q_i = \frac{Q_t}{\sum L_i} L_i$$

- une desserte uniforme sur la surface du secteur : Lorsque la répartition de la demande est uniforme par rapport à la surface desservie, eu égard au type de livraison choisi par les usagers, la desserte est considérée uniforme sur la surface du secteur et exprimée en l/s/ha. Une triangulation est nécessaire pour affecter à chaque tronçon la surface desservie et le débit résultant.
- Le débit de calcul d'un tronçon : à partir des débits desservis, les débits transitants sont répartis en respectant la loi des nœuds. Le débit initial de calcul de chaque tronçon comporte deux éléments :
  - le débit transité par le tronçon pour desservir la demande du nœud situé à son aval ;
  - le débit desservi par le tronçon lui-même qui peut prendre deux formes, soit une répartition de ce débit entre les deux nœuds, soit un service en route.

Dans tous les cas, la loi des nœuds qui exprime le principe de conservation de la matière doit être respectée :

$$\Sigma \text{ débits entrants} = \Sigma \text{ débits sortants.}$$

Un report sur plan est nécessaire pour l'harmonisation des débits. Dans la majorité des villes africaines subsahariennes, la densité de l'habitat, la qualité du service demandée sont différentes suivant les quartiers et les ménages. La ségrégation de l'habitat est souvent faible. On retrouve dans le même tissu urbain les bornes fontaines, les branchements particuliers de cours, les branchements particuliers domestiques indifféremment distribués. C'est pourquoi les deux méthodes de générations des débits seront judicieusement combinées pour générer les consommations aux nœuds et les débits initiaux de calcul des conduites.

#### 8.5.4. Les modes de desserte

Dans les réseaux AEP ; il existe deux modes de desserte.

- La desserte ponctuelle :

Le tronçon assure uniquement une fonction de transport. La desserte ponctuelle correspond à la satisfaction d'un besoin à un point précis (usine, groupe d'immeubles, antenne de desserte) dont le volume est significatif par rapport au débit transité.

- Le service en route ou desserte uniforme sur un tronçon

Certaines conduites assurent à la fois une fonction de transport et de distribution. C'est le cas en AEP lorsque des branchements particuliers sont exécutés sur les conduites de distribution. Compte tenu de la configuration des lotissements, les branchements sont le plus souvent raccordés à des intervalles réguliers sur les conduites et ont des débits quasi-identiques. On parle alors de service en route. Pour faciliter les calculs des conduites, on recherche le débit fictif de calcul qui entraîne la même perte de charge. C'est la formule du service en route.

Le débit fictif de calcul est  $Q_f$

$$Q_f = 0.55Q_e + 0.45Q_s$$

$Q_e$  = Débit entrant dans le tronçon

$Q_s$  = Débit sortant du tronçon

$L$  = longueur de la conduite

$q$  = Débit unitaire de service en route  $q = \frac{Q_e - Q_s}{L}$

## 8.6. ANALYSE D'UN RESAU RAMIFIE

L'analyse d'un système de distribution se limite à celle de sa fonction transport.

### 8.6.1. Analyse d'un réseau ramifié existant.

L'analyse d'un réseau ramifié existant intervient lorsqu'il faut déterminer sa capacité face à une augmentation de la demande ou une extension du réseau. Les débits soutirés ainsi que le diamètre des conduites sont des données. L'analyse consiste à déterminer par calcul les paramètres qui suivent et de faire les modifications nécessaires pour les conformer à des normes préétablies:

- la vitesse dans chaque conduite
- les pertes de charge
- la pression aux différents nœuds

Deux tableaux sont dressés l'un relatif aux tronçons et l'autre relatif aux nœuds pour permettre l'appréciation des vitesses dans les conduites et les pressions de service aux différents nœuds. Les pertes de charge et les vitesses sont obtenues par calcul en utilisant les formules de pertes de charge. La cote piézométrique est déterminée par soustraction de la perte de charge entre le nœud considéré et la charge du nœud amont. On peut alors calculer la pression en faisant la différence entre la cote piézométrique et la cote géométrique. S'il y a des insuffisances de charge l'on procède à des modifications du réseau ou la proposition de pose de conduites parallèles: c'est le résultat de l'analyse.

$$Z_r = Z_i + Y_i + \Delta H_{r-i}$$

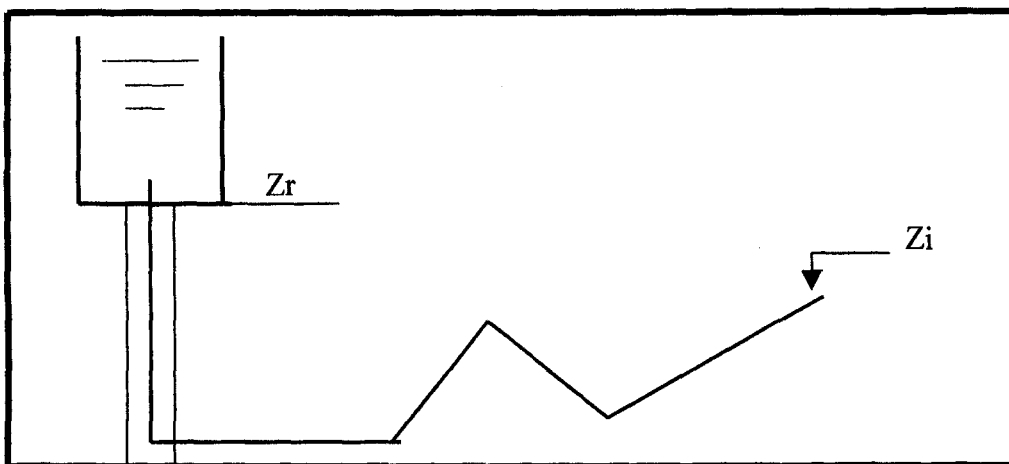
$Z_r$  : Cote piézométrique la plus basse au départ de la distribution

$Z_i$  : Cote géométrique du point  $i$  connu (m)

$Y_i$  : Pression à déterminer (m)

$\Delta H_{r-i}$  : perte de charge entre le réservoir et le point  $i$

$$Y_i = Z_r - Z_i - \Delta H_{r-i}$$



**Figure 8.6 - Schéma d'un réseau ramifié**



**Tableau 8.1 : Perte de charge des tronçons du réseau ramifié**

Données						Résultats	
Tronçon n°	Débit entrant l/s	Débit sortant l/s	Débit fictif l/s	Diamètre commercial m	Longueur m	Perte de charge m	Vitesse m/s

**Tableau 8.2 : Détermination des pressions aux nœuds d'un réseau ramifié.**

Données			Résultats		
Nœud N°	$Z_r$ (m)	$Z_i$ (m)	$\Delta Z_{r-i}$ (m)	$\Sigma \Delta H_{r-i}$ (m)	$Y_i$ (m)

- $Z_r$  : Côte du radier du réservoir  
 $Z_i$  : Côte du nœud considéré  
 $\Sigma \Delta H_{r-i}$  : Perte de charge  
 $Y_i$  : Pression au nœud considéré

### 8.6.2. Analyse d'un réseau neuf

Lorsqu'il s'agit de créer un système de distribution entièrement neuf, les débits à soutirer aux nœuds du réseau, la côte géométrique de chaque nœud ainsi que le(s) pression(s) de service sont des données générées par le projeteur. Le nouveau système sera défini en déterminant les diamètres des conduites, ainsi que la côte du radier du réservoir.

Après le tracé du réseau la conception se fait en quatre étapes :

- Détermination des données de dimensionnement
- Détermination des débits de prélèvements aux différents nœuds
- calcul des débits des différents tronçons
- mise en cohérence par le respect de la loi des nœuds :  $\Sigma Q_i = 0$
- choix de la pression de service aux points de livraison

- calcul des diamètres intérieurs des conduites avec la limitation de la vitesse par l'utilisation de formules simples : Bresse, Vibert, etc.
- choix des diamètres nominaux des conduites et du type de conduites (nature, pression nominale)
- Détermination de la cote piézométrique nécessaire au stockage par un calcul de la ligne de charge de l'aval vers l'amont. En procédant proche en proche l'on détermine la cote piézométrique en tête du réseau, pour satisfaire les conditions de pressions et de débit, à tous les nœuds.
- optimisation technico-économique: certains diamètres de conduites seront modifiés pour optimiser les vitesses, la pression en certains points, ainsi que la hauteur du réservoir. Le choix définitif des diamètres de conduites devra obéir à quatre règles :
  - minimiser le nombre de diamètres de conduites pour réduire les stocks de réparation
  - faire des raccordements hydrauliquement favorables entre les conduites aux ramifications
  - Choisir un diamètre minimal en dessous duquel on considère qu'on a le raccordement d'un point de livraison. ;
  - optimiser économiquement et financièrement l'ensemble
- vérification des pressions aux nœuds : Le calcul de la ligne de charge d'amont vers l'aval est effectué pour vérifier l'efficacité des ajustements de diamètres de conduites ainsi que les pressions minimales aux nœuds. La hauteur piézométrique en tête du réseau détermine la cote du radier du réservoir.

## 8.7. ANALYSE D'UN RESEAU MAILLE

Les étapes de la conception d'un réseau maillé sont identiques à celles d'un réseau ramifié neuf, sauf en ce qui concerne le calcul de la cote piézométrique en tête du réseau.

### 8.7.1. Les lois applicables.

Loi des nœuds : elle exprime le principe de la conservation de la matière (débit) en chaque nœud :

$$\Sigma Q_i = 0$$

$$\text{Ou} \quad \Sigma Q_{\text{entrant}} = \Sigma Q_{\text{sortant}}$$

Loi des mailles : c'est le principe de la conservation de l'énergie. Chaque nœud ayant une charge unique, la perte de charge est nulle sur chaque maille.

### 8.7.2. La méthode de Hardy - Cross

#### Cas d'une maille

Elle s'applique dans les conditions où les éléments suivants sont définis :

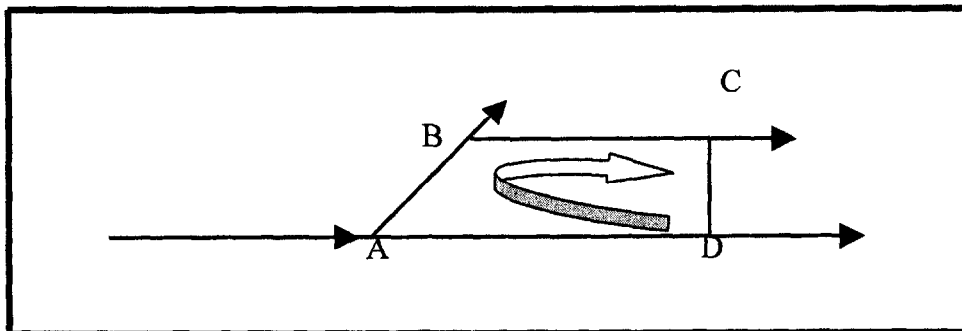
- Diamètres des conduites

- Longueurs des tronçons
- Débit de service en route
- Débit entrant et sortant à chaque nœud
- Cote géométrique de chaque nœud

La procédure de calcul est la suivante :

- choix d'une formule de calcul de perte de charge
- choix d'un sens de circulation pour le calcul de perte de charge. En général le sens positif est celui des aiguilles d'une montre.
- répartition provisoire des débits, respectant la loi des nœuds
- calcul itératif d'ajustement des débits pour respecter la loi des mailles. Le calcul sera répété jusqu'à ce que l'ensemble du réseau respecte la loi des mailles avec une certaine précision.
- Vérification des vitesses par rapport à l'optimum prédéterminé
- Calcul des pressions et calage du radier du réservoir

L'équilibre des débits étant fait, les sens d'écoulement sont déterminés. Il est alors possible de calculer la pression à chaque nœud et de déterminer la cote du radier du réservoir. La formule approximative utilisée pour le calcul itératif d'ajustement des débits dans la méthode de HARDY-CROSS se définit comme suit :



**Figure 8.7 - Schéma d'un réseau à une maille**

Soit  $\Delta H$ , la somme des pertes de charge au point A lorsqu'on parcourt la maille dans le sens ABCD.

En utilisant les débits répartis arbitrairement  $\Delta H$  vaut

$$\Delta H = J_{AB} + J_{BC} + J_{CD} + J_{DA} \neq 0$$

$$\Delta H = \alpha_{AB} q_{AB}^n + \alpha_{BC} q_{BC}^n + \alpha_{CD} q_{CD}^n + \alpha_{DA} q_{DA}^n \neq 0$$

Si la variation de débit qui assure l'application de la loi des mailles est  $\Delta q$

$$\Delta H = a_{AB}(q_{AB} + \Delta q)^n + a_{BC}(q_{BC} + \Delta q)^n + a_{CD}(q_{CD} + \Delta q)^n + a_{DA}(q_{DA} + \Delta q)^n$$

$\Delta q$  étant petit, l'on peut faire un développement limité en négligeant les derniers termes.

$$\Delta H = a_{AB}q_{AB}^n + n \times a_{AB}q_{AB}^{n-1} \times \Delta q + a_{BC}q_{BC}^n + n \times a_{BC} \times q_{BC}^{n-1} \times \Delta q + a_{CD}q_{CD}^n + n \times a_{CD}q_{CD}^{n-1} \times \Delta q + \dots$$

$$\Delta H = \sum_{ij} \Delta H_{ij} + n \Delta q \sum_{ij} \frac{\Delta H_{ij}}{q_{ij}} \cong 0$$

$$\Delta q = - \frac{\sum_{ij} \Delta H_{ij}}{n \sum_{ij} \frac{\Delta H_{ij}}{q_{ij}}}$$

- équilibrage des débits : Des différentes formules de perte de charge, l'on tire la valeur de  $\Delta q$

\* De Manning-Strickler

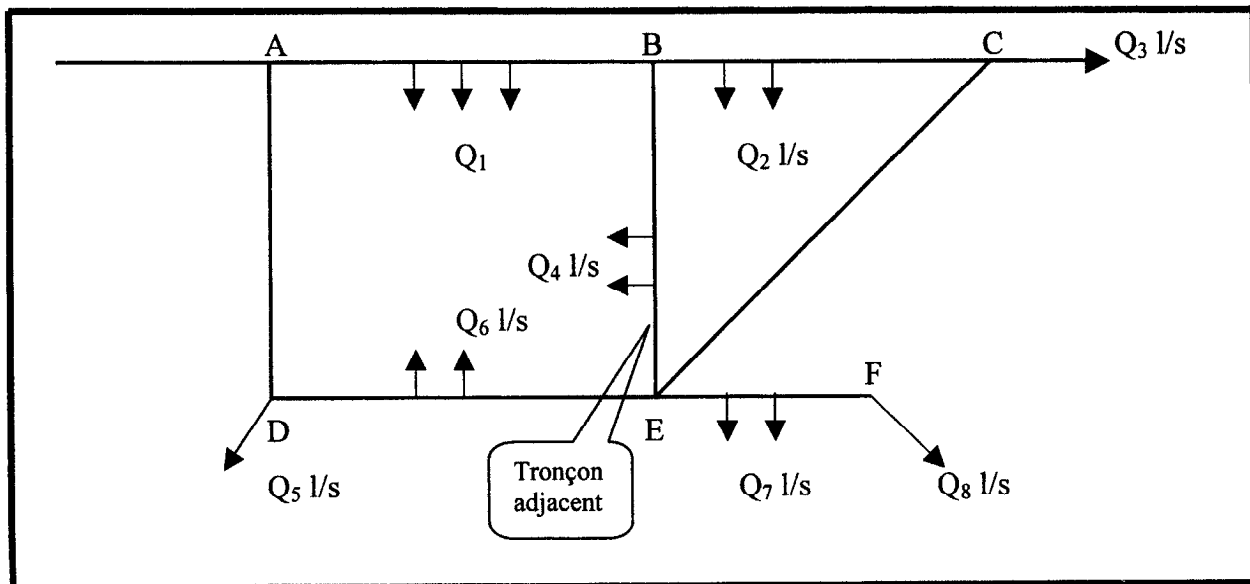
$$\Delta q = - \frac{\sum_{ij} \Delta H_{ij}}{2 \sum_{ij} \frac{\Delta H_{ij}}{q_{ij}}}$$

\* De Calmon – Le Chapt ( $k = 0,5 \text{ mm}$ )

$$\Delta q = - \frac{\sum_{ij} \Delta H_{ij}}{1.96 \sum_{ij} \frac{\Delta H_{ij}}{q_{ij}}}$$

*Cas d'un réseau à deux ou plusieurs mailles*

- Les débits de service en route sont répartis entre les deux nœuds les plus proches
- Les débits des tronçons ramifiés du réseau sont reportés à leur nœud d'attache du réseau maillé.
- Le calcul de  $\Delta q$  est fait pour chaque maille
- Le débit est affecté d'une double correction pour les tronçons adjacents à deux mailles.



**Figure 8.8 - Schéma d'un réseau à deux mailles**

#### *Cas de deux ou plusieurs réservoirs*

Soit  $n$  le nombre de réservoirs

Le calcul est fait en considérant  $(n-1)$  conduites fictives reliant les différents réservoirs entre eux.

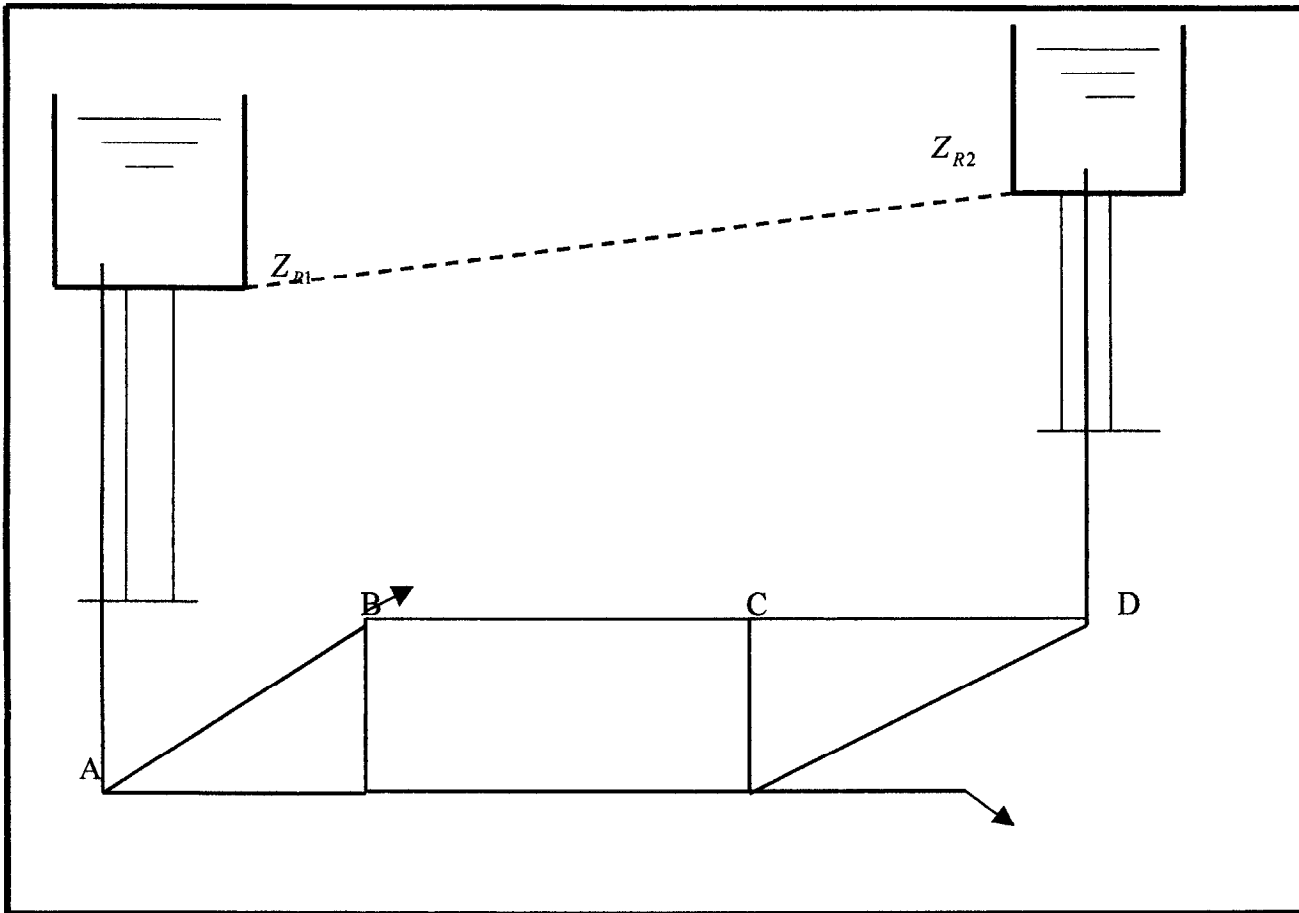
Ce qui donne  $(n-1)$  mailles fictives, supplémentaires par rapport au réseau.

Les conditions supplémentaires pour exécuter le calcul des conduites sont les suivantes.

- le débit d'une conduite fictive est nul.
- la perte de charge dans cette conduite est fixe et équivaut à la différence de niveau entre les deux réservoirs qu'elle relie
- le terme  $\Delta H$  est nul pour cette même conduite fictive
- Exemple d'un réseau à deux réservoirs :
  - Nombre de réservoir 2
  - Nombre de conduite fictive 1 :  $R_1 R_2$
  - Nombre de maille fictive 1 :  $R_1 A$ ,  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$ ,  $DR_2$ ,  $R_2 R_1$
  - Conditions supplémentaires  $Q_{R_1 R_2} = 0$

$$\Delta H_{R_1 R_2} = Z_{R_1} - Z_{R_2} = \text{fixe}$$

$$\frac{\Delta H_{R_1 R_2}}{Q_{R_1 R_2}} = 0$$



**Figure 8.9 - Schéma d'un réseau à deux réservoirs**

### 8.7.3. Autres méthodes

A l'utilisation, la méthode de Hardy-Cross a des limitations lorsque le réseau devient complexe, et que certains problèmes telles que les ruptures de conduites, la fermeture ou l'ouverture de vannes doivent être simulés. La convergence vers la solution avec plusieurs mailles s'avère très lente et dans certains cas deviennent insolubles. Aujourd'hui la plupart des logiciels de calcul informatique utilisent les deux méthodes suivantes :

- Méthode numérique de Newton-Raphson

Recherche de  $x$  tel que  $F(x)=0$

$$Q_i = (Q_i)_0 - \frac{F(Q_i)_0}{F'(Q_i)_0}$$

$Q_i$  nouvelle valeur du débit calculée à partir de la fonction et de sa dérivée. La convergence vers la solution finale est accélérée parce qu'elle est quadratique c'est-à-dire que la diminution de l'erreur est

proportionnelle au carré de l'erreur précédente. La méthode de Newton-Raphson nécessite de faire une estimation des débits au départ de l'itération.

- Méthode de linéarisation de Wood Charles

Après avoir écrit la loi des nœuds et la loi des mailles, l'on procède à la linéarisation des équations relatives aux pertes de charge pour accélérer la convergence vers la solution

$$\Delta H_i = K_i (Q_i)_0^{n-1} \times Q_i = K'_i Q_i \quad \text{Equation linéaire } 1 < n < 2$$

$K_i$  = Facteur de proportionnalité relative à la conduite  $i$

$(Q_i)_0$  = Débit estimé dans le tronçon  $i$

$Q_i$  = Débit à calculer dans le tronçon  $i$  à partir du débit estimé

$$\text{après 3 itérations on reprendra } (Q_i)_0 = \frac{Q_{i-1} + Q_{i-2}}{2}$$

Cette méthode accélère la convergence vers la solution. Les lois applicables restent celles décrites dans la méthode de Hardy-Cross. Cette méthode a l'avantage de ne pas nécessiter l'évaluation des débits initiaux avant de commencer l'itération. A la première itération l'on suppose

$$K_i = K'_i$$

$$(Q_i)_0 = 1$$

Elles permettent d'intégrer plus facilement plusieurs sources de pressions (réservoirs, stations de pompage), d'introduire des vannes, et de simuler les ruptures de conduites.

## 8.8. LA MODELISATION DES RESEAUX

### 8.8.1. Les objectifs de la modélisation.

La modélisation est la représentation schématique d'une réalité souvent complexe. L'objectif général de la modélisation des systèmes AEP est de comprendre ou de préciser les effets d'un phénomène prévisible non observable.

Les objectifs spécifiques d'une modélisation peuvent être multiples

- Détailler certaines fonctions du réseau (vitesse, pression)
- Evaluer les capacités de stockage, de pompage,
- Simuler le fonctionnement des organes de régulation
- Simuler les scénarii de rupture de conduites sensibles ou le renforcement d'un réseau afin d'examiner sa capacité à répondre à une nouvelle demande

- Connaître l'état d'un réseau existant
- Connaître la qualité de l'eau

#### 8.8.2. *L'élaboration du modèle*

Le modèle se construit à partir des données, la simulation du réseau et son calage en fonction des objectifs recherchés.

Les données sont relatives à (i) la topologie des systèmes, tronçons de canalisations, emplacement des nœuds, (ii) le comportement des usagers, répartition et niveau des consommations d'eau, enfin (iii) les organes de régulation et sources d'alimentation des installations.

#### 8.8.3. *La nature du modèle*

Deux types de modèles sont rencontrés. Le modèle déterministe cumule tous les coefficients de sécurité liés aux contraintes de la fourniture de service. Les lois de l'hydraulique classiques lui sont applicables. Il est suffisant pour la simulation et la gestion des réseaux de petite et moyenne taille.

Le modèle stochastique, plus productive pour les grands réseaux avec une masse importante de points de livraison, joue sur la loi des grands nombres et la probabilité d'occurrence de certains événements. Il permet d'intégrer plusieurs modèles de consommation. Il permet de dépasser les conceptions déterministes des réseaux et de jouer sur la probabilité d'ouverture simultanée des points de livraison afin de minimiser les diamètres des conduites. Dans ces conditions la loi des nœuds n'est plus applicable.

Le choix du logiciel se fait en fonction des résultats recherchés, de l'importance du système et de la capacité des utilisateurs à l'alimenter en données.

#### 8.8.4. *Les logiciels de modélisation*

Données établis par le projeteur:

- Nombre de tronçons, leur diamètre et leur longueur
- Nombre de nœuds
- Côte géométrique de chaque nœud
- Coefficient de pointe ( ) 1
- Perte de charge max/km
- Précision de calcul (l/s) :
- Modèles de consommation
- Débit de consommation



Les résultats sont présentés sous une forme permettant d'analyser les paramètres essentiels que sont les débits et les pertes de charge dans les conduites, la pression aux nœuds (tableaux, plans avec zonage).

**Tableau 8.3. Données sur les conduites**

Données						Résultats			
N° Tronçon	Nœud	Long (m)	Diamètre mm	K.	Débit estimée	Q l/s	V m/s	Perte de charge	
								m/km	m

**Tableau 8.4. Données sur les nœuds**

Données			Résultats	
Nœud N°	Débit l/s	Côte (m)	Charge (m)	Pression (m)

## CHAPITRE 9. LES EQUIPEMENTS DE LA DISTRIBUTION

### 9.1. LES CONDUITES SOUS PRESSION

#### 9.1.1. Les conduites en plastique

##### *Les conduites PVC*

L'utilisation des conduites en polychlorure de vinyle (PVC) s'est largement répandu au cours des années 80 en Afrique. Elles sont constituées de plastique rigidifié par extrusion à haute température. Elles sont très sensibles aux chocs qui les rompent, aux charges trop lourdes qui les ovalisent ou les écrasent, enfin à l'insolation qui leur fait perdre leur résistance aux pressions (intérieure et ou extérieure). Malgré une facilité de maniement, leur manutention et leur pose doivent être bien soignée. Elles sont fournies en des éléments de longueur courante 5,50 à 6,00 m pour des raisons de transport et quelquefois 12 m. Les épaisseurs varient en fonction de la pression nominale. Les diamètres extérieurs varient de 20 mm à 315 mm. L'assemblage se fait par joint automatique rapide ou par collage. Elles résistent mal à l'écrasement au cours de leur vieillissement. En zone de terrain dur (rocaïlle, latérite, etc..) Les conduites en PVC doivent être posées dans un lit de sable afin d'éviter de les endommager au contact de gravats.

Des phénomènes de perméation dans les conduites PVC sont observés lorsqu'elles sont posées dans les zones marécageuses ou dans la nappe phréatique. Elles sont donc inadaptées à une utilisation dans ces zones ainsi que dans les terrains fortement contaminés et inondables. Pour pallier ces divers inconvénients, il se développe depuis environ 5 ans la gamme des conduites bi-orientées qui sont très souples, et qui se positionnent sur le marché comme le concurrent de la fonte ductile à cause de leurs facilités de pose.

##### *Conduite PeHD*

Les conduites en polyéthylène haute densité (PeHD) sont des conduites flexibles dont l'usage s'est répandu pour les petits diamètres, notamment les branchements. Elles ont pratiquement les mêmes caractéristiques que les conduites PVC. Leur conditionnement se fait en rouleaux de 25, 50 ou 100 m. L'assemblage est fait par emboutissage. A diamètre égal, la conduite posée revient plus chère que le PVC. Elles concurrencent aujourd'hui la fonte pour des diamètres inférieurs à 450 mm.

#### 9.1.2. Les conduites en béton armé

Ce sont des conduites à âme d'acier sur lequel est projeté et vibré un béton hydraulique très fortement dosé et qui est étanche par lui-même. L'inconvénient majeur est que ces conduites sont attaquables par

l'agressivité de l'eau. Elles sont de plus en plus abandonnées pour des raisons de santé publique particulièrement à cause des effets cancérogènes des poussières au cours de leur fabrication.

#### 9.1.3. Les conduites en acier

Généralement utilisé dans les stations de pompage, hors d'eau à cause de leur corrodabilité, les conduites en acier reviennent à nouveau dans les adductions parce qu'elles reçoivent de meilleures protections contre l'agressivité de l'eau et des sols.

#### 9.1.4. Les conduites en fonte ductile

La fonte est un acier doux composé de fer contenant 2.2 à 4% de carbone. Il y a deux types de fonte :

- La fonte grise ou le carbone se présente sous forme de graphite lamellaire. Les lamelles sont des points de faiblesse de la fonte grise. Sous l'effet d'un effort concentré anormal, elle amorce des fissures.
- La fonte ductile ou fonte à graphite sphéroïdal, qui a pratiquement remplacé la fonte grise dans tous ses emplois, a trois qualités supplémentaires remarquables :
  - résistance à la traction et aux chocs ;
  - élongation importante
  - haute limite élastique

Son revêtement intérieur est à base de ciment centrifugé. Les conduites en fonte ductile sont produites en éléments de 6,00m de longueur. En plus des caractéristiques de désignation normale d'une conduite (nature, DN, PN), les conduites en fonte ont ce qu'on appelle la classe. Elle indique l'épaisseur de la conduite en rapport avec la sévérité des conditions de pose: elle est désignée par le coefficient K ; l'épaisseur de la conduite est donnée par la formule :

$$e = K (0,5 + 0,001 \times DN) \quad [\text{mm}]$$

$$K = 7, 8, 9, 10, 11, 12$$

L'assemblage des conduites en fonte ductile se fait de trois manières :

- joint mécanique ou joint express standard verrouillé ou autobuté ;
- joint à brides ;
- joint élastomère ou joint automatique standard ou à bride emboîtement.

### 9.1.5. choix des conduites

Les conduites sous pression sont les éléments essentiels au transport et à la distribution de l'eau. Une conduite est désignée par trois éléments :

- la nature
- le diamètre nominal : DN
- la pression de service admissible ou pression nominale : PN

Le diamètre nominal ainsi que la pression nominale sont donnés par le fabricant. Le choix de la nature d'une conduite se fait en fonction de trois critères :

- les caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée : l'eau agressive peut réagir avec certains éléments constitutifs des conduites, créer des points de faiblesse en dissolvant les produits de la réaction : C'est le cas des conduites en acier, fonte ou béton.
- la nature des terrains traversés : Les effets mécaniques (terrain en mouvement) peuvent produire des ruptures de conduites ; certains sols particulièrement agressifs auront des effets sur les canalisations ;
- la fonction de la conduite dans le système AEP : Les exigences de qualité et de robustesse se mesurent par rapport à sa vulnérabilité et sa fiabilité : conduite d'adduction, conduites de réseau de distribution primaire, secondaire, tertiaire ou branchement.

Les conduites, une fois posées, doivent subir des essais de pressions afin de tester la capacité des assemblages à limiter fuites, inévitables même sur un réseau neuf, dans des proportions acceptables. Les protocoles d'essais de pression sont fixés en fonction de la qualité et du diamètre des conduites.

## 9.2. LA ROBINETTERIE

### 9.2.1. les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler, régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il en existe plusieurs types :

- Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire.
- Les vannes à papillons sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture. Elles sont généralement placées prioritaire sur le réseau primaire et les stations de traitements. leur avantage par rapport aux vannes à opercule, pour des diamètres équivalents sont :
  - La légèreté

- L'étanchéité parfaite
  - Un couple réduit de manœuvre
  - L'absence de vibration et de battement en cas d'ouverture partielle
- Les vannes murales : l'obturateur de la vanne se déplace entre deux glissières. La pression de l'eau assure son étanchéité. Elles sont souvent installées sur les prises d'eau de surface ou dans les stations de traitement.

La distance séparant deux vannes de sectionnement sur le réseau dépend :

- La qualité de service à offrir : Nombre d'abonnés concernés en cas d'interruption de la fourniture d'eau lors des entretiens curatifs ou préventifs.
- La quantité d'eau perdue qu'on admet lors des vidanges après la délimitation d'une zone en vue de la réduction d'une fuite.

Idéalement placées à un nœud, le nombre de vannes doit être égal au nombre de branches moins une vanne. Le nombre de vannes de sectionnement sur une conduite sera fixé en fonction de quantité d'eau que l'on accepte de perdre en cas de rupture de la conduite et aussi en fonction du nombre d'usagers qui seront influencés par l'interruption de la distribution.

Choix du type de vannes

Dn	≤	200 mm	vanne à opercule
Dn	≥	200 mm	vanne papillon

### 9.2.2. Les vannes de régulation

- Les vannes de régulation, de réduction de pression et débit. Ce sont des vannes qui empruntent l'énergie nécessaire à leur fonctionnement à l'eau qui les traverse pour limiter ou maintenir la valeur de la pression ou du débit à la valeur désirée.
  - Régulateur amont, aval.
  - Diaphragme
- Les clapets de non-retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Elles sont installées au palier de pression sur les réseaux, sur les conduites de refoulement, après les pompes.

### 9.2.3. Le comptage

La mesure des volumes a une très grande importance dans la gestion optimale des systèmes AEP. Elle est si importante qu'elle fait l'objet de plan (plan de comptage, plan de gestion parc de compteurs) ; Elle entre dans une large mesure dans la gestion des abonnés. En effet c'est le comptage qui permet :

- l'optimisation des charges de production
  - rendement de chaque unité

- produits de traitement.
- coût de l'énergie par le choix de plages horaires
- la gestion optimale du réseau par la quantification des volumes transitant : volumes exhaurés, traités, distribués, facturés.
- La planification du développement des systèmes : statistiques des besoins en eau, anticipation sur la demande, politique d'économie de l'eau.

Un compteur est caractérisé par trois valeurs.

- son diamètre nominal
- le débit nominal et l'étendue de la mesure ( $Q_{min}$ ,  $Q_{max}$ )
- la perte de charge singulière provoquée lors de l'utilisation à débit maximal:  
1 ; 0,6 ; 0,3 ; 0,2 bar à  $Q_{max}$ .

La qualité de la mesure d'un compteur dépend du type et de sa classe métrologique. Trois types de compteurs sont couramment utilisés :

- les compteurs mécaniques : compteurs de vitesses à hélices et les compteurs volumétriques ;
- les compteurs électromagnétiques qui ont l'avantage de pouvoir être bidirectionnels
- les débitmètres à ultrason : débitmètre avec report d'index à distance, qui par intégration des courbes permettent de mesurer un volume.

Les compteurs mécaniques sont classés suivant leur précision.

- Compteurs à jet unique sont les moins sensibles, classé classe A.
- Compteurs à jet multiples, moyenne sensibilité classe B.
- Compteurs de volume, les plus précises, classés classe C.

$Q_{min}$  débit à partir duquel la précision est  $\pm 5\%$ .

$Q_n$  débit à partir duquel l'erreur admise est  $\pm 2\%$ .

$Q_t$  débit de transition où le compteur garde une précision suffisante 6%.

Plus de 90% des abonnés domestiques de sociétés de distribution d'eau ont des compteurs à jet unique à cinq roues, de diamètre 15 mm et de classe A . Ils doivent être remplacés ou conditionnés après avoir totalisé un volume au comptage de 10 000 m<sup>3</sup>. Les compteurs de diamètre supérieur ou égal à 40 mm doivent être régulièrement étalonnés afin de tester leur précision.

CLASSE	DEBIT	ERREURS TOLEREES	
		Q<15 m <sup>3</sup> /h	Q≥15 m <sup>3</sup> /h
A	Q <sub>min</sub>	0.04 Q <sub>n</sub>	0.08 Q <sub>n</sub>
	Q <sub>t</sub>	0.10 Q <sub>n</sub>	0.30 Q <sub>n</sub>
B	Q <sub>min</sub>	0.02 Q <sub>n</sub>	0.03 Q <sub>n</sub>
	Q <sub>t</sub>	0.10 Q <sub>n</sub>	0.20 Q <sub>n</sub>
C	Q <sub>min</sub>	0.010 Q <sub>n</sub>	0.006 Q <sub>n</sub>
	Q <sub>t</sub>	0.015 Q <sub>n</sub>	0.015 Q <sub>n</sub>

Les compteurs sont choisis en fonction de cinq critères.

- la qualité de l'eau (physico-chimie, température);
- l'étendue de la mesure ;
- la pression de service ;
- la précision souhaitée ;
- les conditions de pose ;
- l'indépendance vis-à-vis des sources d'énergie.

### 9.3. LA PROTECTION DES RESEAUX

Afin de garder les réseaux en parfait état de fonctionnement, ils doivent être protégés contre la présence de l'air dans les conduites, les surpressions et les dépressions, les pertes de capacités dues à l'accumulation des impuretés dans les conduites.

#### 9.3.1. Les ventouses

Les ventouses ont pour rôle de dégager l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites ou l'aspiration de l'eau de la nappe phréatique dans laquelle passe la conduite.

Il existe trois types de ventouses :

- ventouse pour petite quantité d'air ;
- ventouse à grand débit d'air ;
- ventouse universelle qui combine les deux effets précédents.

Les ventouses sont placées au point haut. Au cours de leur fonctionnement, les ventouses provoquent un coup de bélier secondaire à sa fermeture. La limitation de ce coup de bélier secondaire constitue le critère de dimensionnement en première approximation.

Soit les données suivantes :

Le diamètre intérieur de la conduite d'eau,  $D$

Le diamètre d'ouverture de la ventouse,  $d$

La vitesse de l'air dans la conduite d'eau,  $V_0$

La vitesse de l'air au dégazage,  $v$

La célérité de l'onde dans l'eau,  $a$

Le débit d'air à évacuer  $Q$

La perturbation introduite par le coup de bélier secondaire est donnée par

$$\Delta h = \frac{aV_o}{g} \quad (\text{m CE})$$

$g$  = Accélération de la pesanteur  $\text{m/s}^2$

$$Q = V \times \frac{\pi D^2}{4} \quad Q = v \times \frac{\pi d^2}{4}$$

d'où  $V = v \times \left(\frac{d}{D}\right)^2$

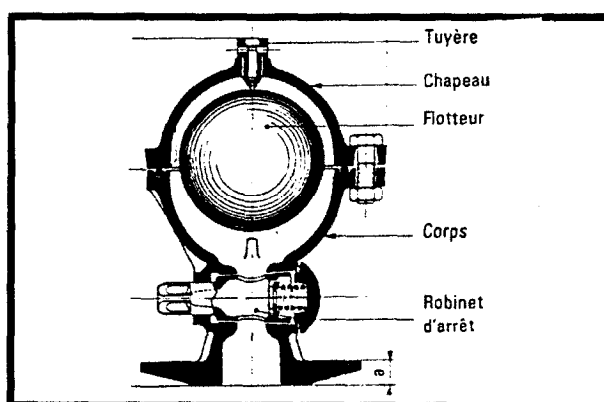
Application numérique : calcul du diamètre de dégazage de la ventouse

$$g = 10 \text{ m/s}^2, \quad v = 200 \text{ m/s}, \quad \Delta h \leq 5 \text{ mCE}$$

Vitesse de la célérité de l'onde suivant la nature de la conduite :  $400 \leq a \leq 1000 \text{ m/s}$

$$\text{D'où } \frac{d}{D} \leq \sqrt{\frac{\Delta h \times g}{a \times v}}$$

$$\frac{1}{40} \leq \frac{d}{D} \leq \frac{1}{63}$$



**Figure 9.1 Principe de fonctionnement d'une ventouse**

Les fabricants de ventouses fournissent des abaques qui peuvent être utilisés pour un choix approprié.



### 9.3.2. *La lutte contre la surpression et la dépression*

Les appareils de lutte contre la surpression ou la dépression excessive dans les conduites sont de deux types. Les soupapes de décharge de type mécanique, qui s'ouvrent sous l'effet de la pression sur un ressort. Elles sont capables uniquement d'évacuer instantanément un débit important d'eau afin d'abaisser la pression dans une conduite. Les réservoirs anti-bélier utilisent l'air comprimé pour protéger les conduites contre les surpressions et les dépressions. Ce sont des accumulateurs hydropneumatiques qui utilisent la compressibilité relative de l'air par rapport à l'eau pour amortir les coups de bélier des régimes transitoires.

### 9.3.3. *Les vidanges*

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Une vidange est constituée :

- d'une vanne ;
- d'une conduite de décharge ;
- d'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuer dans le système d'assainissement pluvial

## 9.4. **LES POINTS DE LIVRAISON**

### 9.4.1. *Le branchement particulier*

Le raccordement d'une habitation au service d'eau ou branchement particulier relie La conduite de distribution tertiaire ou secondaire au domicile de l'utilisateur. Un branchement particulier comprend :

- un collier de prise permettant de réaliser la jonction entre la conduite de distribution et le robinet de prise ;
- un robinet de prise qui comporte un embout fileté et une bride de raccordement. Il est logé dans un tabernacle qui le protège et d'une bouche à clé qui permet les manœuvres de vanne par une clé à béquille.
- un système de comptage le cas échéant
- une conduite de faible diamètre allant couramment de 20 mm à 50 mm.

Le choix des diamètres de la conduite ainsi que du compteur se fait en fonction du débit demandé (nombre de point d'eau) et de la longueur de conduite.

Hypothèse de calcul

- Débit de base pour chaque point d'eau ou robinet 0.10 à 0.20 l/s ;
- Probabilité d'ouverture simultanée de plusieurs robinets: coefficient de simultanéité

Formule des plombiers.

$$C = \frac{1}{\sqrt{N-1}}$$

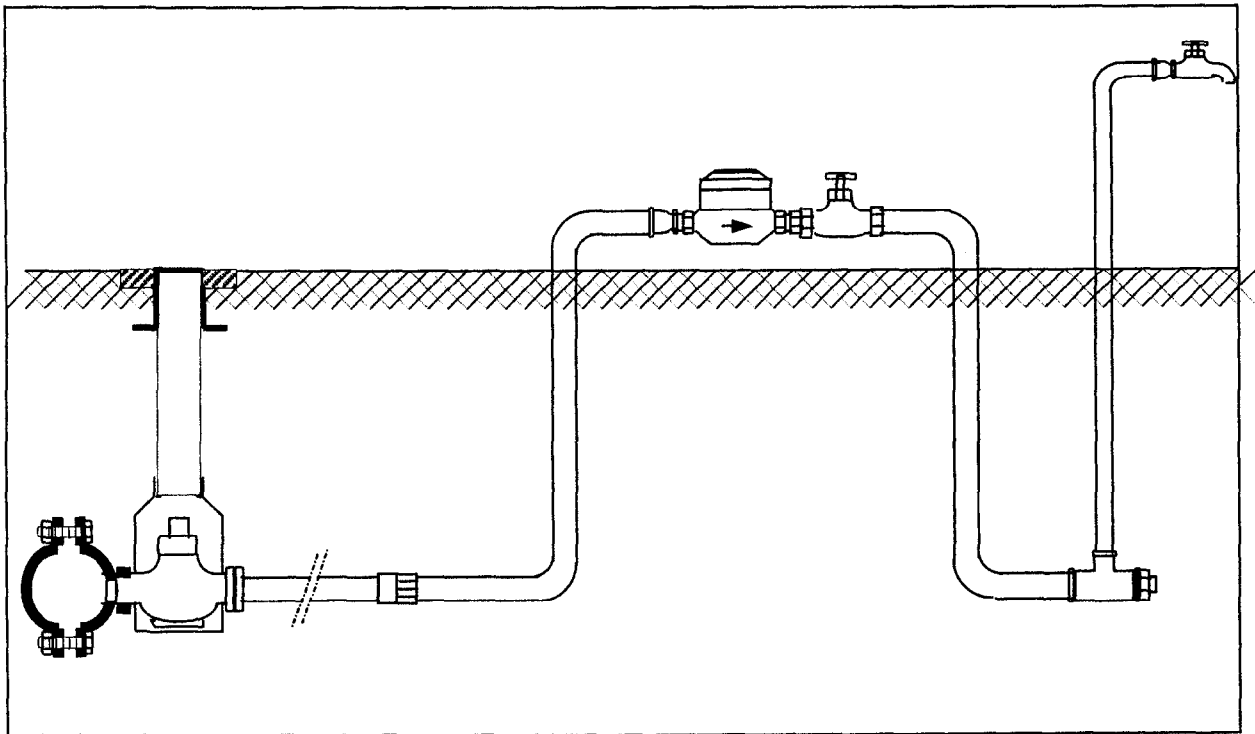
N = nombre de points d'eau  $N \geq 2$

C = coefficient de simultanéité

Débit de calcul des installations

$$Q_{cal} = C \times \sum q_i$$

Dans la pratique, pour le choix des diamètres de compteur et de la conduite d'alimentation du branchement, ce sont des abaques établis en fonction du nombre de points d'eau, leurs débits, la longueur de la conduite d'alimentation, qui sont utilisés



**Figure 9.2 Branchement particulier**

#### 9.4.2. La borne fontaine publique

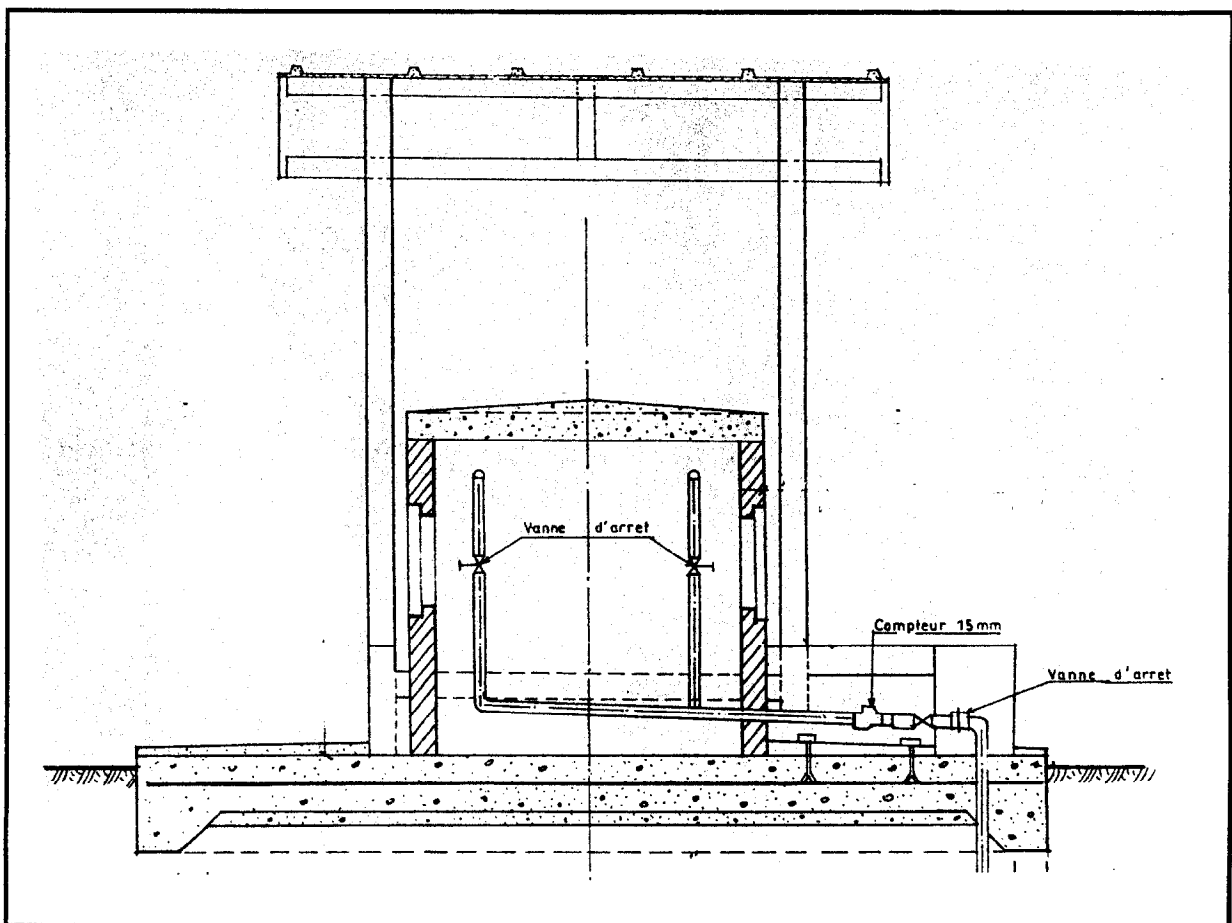
La borne fontaine publique est le mode d'approvisionnement des populations à faibles revenus lorsqu'elles s'alimentent par le réseau d'eau. Les bornes fontaines sont installées dans des espaces publics. Une borne fontaine est un branchement qui compte 1 à 3 robinets à des débits de 0,2 à 0,5 l/s. Le type de borne fontaine est choisi en fonction du mode de gestion.

- Borne fontaine automatique : Borne fontaine YAKOLI
- Concession de la gestion à une personne privée : Borne fontaine à 4 robinets

Les critères d'installation sont les suivantes :

- Elles doivent être installées dans des places sans encombrement des voies de circulation ;
- Les abords des bornes fontaines doivent être assainis : drainage ;
- Leur nombre est évalué en tenant compte de la distance de parcours pour y accéder et du temps d'attente avant de se faire servir ;
  - distance de parcours 300 à 500 m
  - nombre de personnes par borne fontaine : 300 à 1000 suivant la densité de l'habitat.
- Il faut tenir compte du système de redistribution à partir de la borne fontaines :

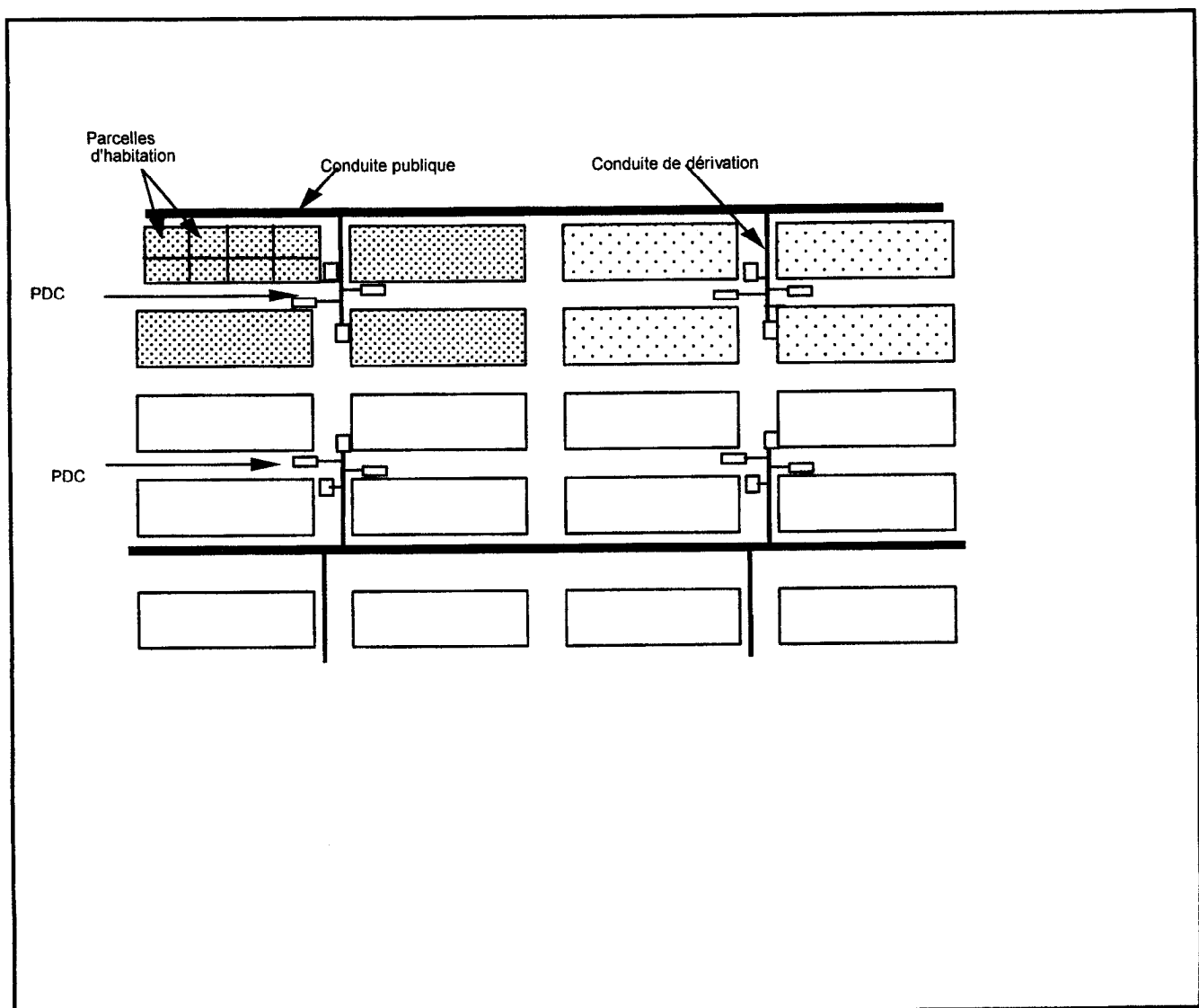
Le service de la borne fontaine est relayé par des revendeurs ou porteurs d'eau qui distribuent l'eau en petite quantité. Ces petits opérateurs exercent une activité informelle et s'imposent comme la chaîne manquante des systèmes d'approvisionnement en eau dans les zones à faibles revenus des villes. Ils rendent un service efficace aux populations et brassent des sommes assez importantes. Ils méritent l'attention des municipalités qui doivent leur créer un espace officiel d'expression afin d'assurer une meilleure qualité de service, notamment en ce qui concerne la qualité de l'eau et les prix qui sont pratiqués dans un contexte de liberté totale des prix.



**Figure 9.3 - Borne fontaine.**

### 9.4.3. Le poste de distribution collective

Un poste de distribution collective est un branchement commun ou une borne fontaine améliorée appartenant à un nombre limité d'abonnés. Il est construit sur un lieu public à une distance relativement faible vis-à-vis de ses usagers comparativement à la borne fontaine. Chaque ménage y dispose d'un compteur et d'un seul robinet de puisage. Il peut y accéder à tout moment de la journée. La corvée d'eau qui reste obligatoire limite intentionnellement les consommations. Les consommations spécifiques varient en zone sahélienne entre 25 et 35 l/jour/habitant. Les postes de distribution collectives essaient d'allier d'une part les avantages du branchement particulier que sont la réduction du temps affecté à la recherche de l'eau, la réduction du volume à conserver avant la consommation et d'autre part ceux de la borne fontaine liés au contrôle à court terme de sa facture d'eau. Cette technique est adaptée aux zones homogènes à faible revenu ou la densification du réseau est un investissement onéreux.



**Figure 9.4 - Poste de distribution collective**

#### 9.4.4. *Les appareils de lutte contre l'incendie*

Les appareils de lutte contre les incendies sont des points de livraison de proximité qui permettent au service des incendies d'une ville de disposer d'un débit suffisant pour étouffer un incendie dans une agglomération donnée. Leur débit, leur disposition et leur nombre dépendent de la surface des installations à protéger, de leur accessibilité. Les groupements des sapeurs pompiers qui utilisent ce type de points de livraison donnent les indications utiles à leur dimensionnement. Il existe deux types d'appareils ; les poteaux d'incendie qui sont des prises apparentes disposées dans le domaine public ; les bouches d'incendie qui sont intégrés de façon discrète dans l'environnement urbain. Les normes imposent un débit minimal variant entre 30 et 60 m<sup>3</sup>/h à une pression de 1 bar.

## CHAPITRE 10. ELEMENTS D'ORGANISATION ET DE GESTION

### 10.1. LE CONTEXTE

Le service d'approvisionnement en eau est un monopole dont il convient d'encadrer la fourniture en raison de son caractère naturel. Les mutations intervenues durant la décennie 99-200 dans l'organisation et la gestion des services d'eau potable ont mis en exergue la multiplicité des acteurs, surtout non gouvernementaux et qui ont leur philosophie d'intervention et d'approche de la question. Cette multiplicité a éclipsé dans une certaine mesure le rôle fondamental des pouvoirs publics. Mais quelle que soit la forme de gestion du service, les pouvoirs publics ont le devoir d'exercer un contrôle sur tous les acteurs afin de leur fixer des obligations dans l'objectif de rendre effectif le droit à l'eau. Ils doivent s'assurer de la protection des ressources en eau, de la potabilité de l'eau distribuée, de l'équité des cahiers de charges et de la tarification, et du développement du service à la hauteur de la demande des usagers. La transparence demandée de plus en plus par les usagers et leurs représentants de la société civile exige qu'ils soient mis en place des indicateurs de performance, des normes de comparaison entre services de localités différentes, compréhensibles même par des non professionnels afin de promouvoir l'adhésion des usagers et l'excellence des opérateurs. Dans la délivrance du service, trois entités entrent en relations mutuelles et en corrélation, les pouvoirs publics, les usagers, les opérateurs. Les pouvoirs publics ou la collectivité a la responsabilité de la fourniture d'un service de qualité et de niveau suffisant : Le type d'organisation est la conséquence de leur choix politique. Les usagers qui de par le passé ont souvent été des acteurs passifs s'organisent aujourd'hui en association de consommateurs afin d'influer en temps opportuns sur les décisions de la collectivité avant la sanction politique de la non-élection qui s'avère souvent inopérant dans le contexte actuel. Les opérateurs ont pour rôle la création et ou la gestion des infrastructures. Les formes de leur contrat avec l'autorité sont variées et multiples, formels ou tout simplement de confiance.

### 10.2. LES MODES DE GESTION

La gestion de l'eau recouvre (i) ses aspects techniques, (ii) son économie, (iii) l'organisation de la synergie entre les acteurs. Les aspects techniques de la gestion de l'eau sont relatifs à l'accès à l'eau en quantité, aux normes de potabilité, aux facilités et le confort d'usage. L'économie de l'eau concerne la tarification des services délivrés et les performances du système pour se rapprocher le plus possible d'une allocation optimale et durable des ressources de la communauté. En ce qui concerne l'organisation de la synergie, la réglementation permettra de prévenir et de régler les conflits entre les acteurs et avec les usagers.

Les modes de gestion se définissent en fonction de la nature du contrat qui lie l'opérateur à l'autorité responsable de la délivrance du service. Trois formes différencient les modes de gestion : la gestion directe par la collectivité ou les usagers, la gestion par la mise à disposition d'un savoir-faire ou marché public, la délégation.

**Tableau 10.1 - Les principaux modes de gestion**

Type de gestion	Appellation	Nature de l'opérateur	Responsabilité et risques
<b>La gestion directe</b>	Gestion communautaire	Volontaires communautaires	Budget contrôlé par une assemblée de la communauté
	Régie simple	Opérateur public, intégré dans les services de la commune	Budget intégré au budget général, aucune autonomie de gestion
	Régie autonome (dotée de l'autonomie financière)	Opérateur public, administrativement distinct de la commune	Budget annexe au budget général, autonomie de gestion limitée
	Régie dotée de l'autonomie financière et de la personnalité morale	Opérateur public, administrativement distinct de la commune	Autonomie financière totale dans un établissement à caractère industriel et commercial
<b>Marchés publics</b>	Prestation de service	Entreprise privée	Gestion partielle, rémunération forfaitaire payée par la collectivité
	La gérance	Entreprise privée	Gestion partielle ou complète du service Rémunération forfaitaire payée par la collectivité
	La régie intéressée	Entreprise privée	Gestion partielle ou complète du service Rémunération forfaitaire payée par la collectivité, avec un intéressement limité aux résultats
<b>La délégation</b>	La concession et l'affermage	Entreprise privée	Gestion globale du service, financement éventuel des investissements (clauses concessives) Rémunération directe par les usagers.

Source : adapté de la Thèse de L. Guérin-Schneider - 2001

#### 10.2.1. La gestion directe

La gestion directe peut prendre deux formes la gestion communautaire, la gestion par les élus locaux au niveau des communes.

Dans la gestion communautaire, des volontaires, généralement non rémunérés consacrent une partie de leur temps à la gestion du service de l'eau. Les installations sont techniquement peu compliquées et

n'exigent pas de professionnalisme particulier. Le mode de recouvrement est très simple. Les volontaires rendent directement compte à la communauté au cours d'une assemblée générale dirigée par le bureau de l'association des usagers.

Au niveau des collectivités, les états avec une administration centralisatrice, la gestion directe est une régie dont la forme est fonction des dimensions du système, des sommes générées et du niveau de professionnalisme exigé. La forme la plus achevée est l'établissement public à caractère industriel et commercial doté d'un conseil d'administration et qui a un contrat d'objectifs avec la collectivité ou l'Etat.

### *10.2.2. Les marchés publics*

Les marchés publics sont des modes de gestion intermédiaires entre la gestion directe et la délégation de service. Ce sont des contrats de mise à disposition de moyens ou de savoir-faire dans lesquels l'opérateur prend peu de risques dans la gestion du service et est rémunéré forfaitairement par l'autorité contractante. Les contrats les plus couramment rencontrés sont les contrats de prestations de service relatifs à la conception, la création et certaines fonctions privatisables de l'exploitation : l'entretien des installations, la gestion commerciale.

### *10.2.3. La délégation*

La collectivité ou l'Etat confie entièrement la fourniture du service à une personne morale qui apporte une partie des moyens et gère le système à ses risques et périls. L'opérateur tire sa rémunération des factures d'eau. C'est la délégation de service que peut prendre la forme d'un affermage ou d'une concession.

#### *L'affermage*

La gestion technique et financière, l'entretien des installations et le renouvellement à court terme des installations sont assurés par une personne morale qui les exploite à ses risques et périls. Elle est rémunérée directement par une partie du tarif. L'autorité délégante est chargée de la fixation du tarif, le contrôle de l'opérateur, la mobilisation des ressources en eau, le développement du service et des renouvellements à long terme. L'affermage peut comporter des clauses concessives.

#### *La concession*

Le concessionnaire de service est chargé du développement, la gestion, l'entretien et le renouvellement des installations mises à sa disposition. Les installations, à l'exception des ressources en eau, sont sa propriété tant qu'il a le contrat de concession. L'autorité concédante contrôle les tarifs, la bonne gestion des ressources en eau, l'impact de l'activité sur la santé des populations et de l'environnement. Elle doit dédommager le concessionnaire en cas de rupture du contrat ou de son non-renouvellement. Il faut mûrir la réflexion avant de s'engager dans un contrat de concession car sa rupture est souvent désastreuse sur les prix et la continuité du service. Elle couvre souvent des périodes de 20 à 30 ans et se transforme en convention de collaboration entre le concessionnaire et l'autorité délégante.



### 10.3. LA REGULATION

Pratique d'origine anglo-saxonne, la régulation consiste à organiser la concurrence pour les services en réseaux ou monopoles naturels réglementés par l'Etat. Elle concerne les activités économiques et commerciales ou existe une obligation de service public, tel que l'approvisionnement en eau potable.

Dans nos différents pays, la distribution de l'eau était assurée par les collectivités elles-mêmes, des sociétés d'Etat, des sociétés privées titulaires de contrat d'affermage à contenu assez général. La régulation par les autorités était centralisée, très informelle avec relativement peu de contrôle. La régulation s'intéressait surtout à la limitation des tarifs. Elle s'est approfondi ces dernières années par la signature formelle de contrat-plan avec les sociétés d'Etat, des contrats d'affermage plus précis et mieux contrôlés. La présence dans le secteur de plusieurs acteurs, Etat, collectivités décentralisées, mouvement associatif et ONG, privés divers, dans le processus de la distribution de l'eau, rend urgent la nécessité de créer des organes de régulation attitrés qui possèdent la qualification, les moyens et qui sont investis de l'autorité nécessaire pour arbitrer impartialement les contrats.

Le rôle du régulateur dans le secteur de l'approvisionnement en eau potable est de suivre l'application du cadre législatif et réglementaire, de collecter l'information, de fournir un avis motivé sur les décisions des pouvoirs publics et le comportement de chaque acteur dans la réalisation de la mission qui lui est dévolu et de résoudre les conflits. En outre le régulateur devra veiller à

- L'élaboration de structure tarifaire garantissant l'égalité des usagers et leur accès à l'eau
- La définition de procédures de négociation et d'augmentation des prix.
- L'élaboration d'indicateurs de performance adaptés au contexte et au niveau de service
- L'assistance à l'Etat ou aux collectivités lors des contractualisations des services d'eau

Trois types de régulation (Guérin-Schneider 2001) ont connu des applications plus moins heureuses selon le contexte :

- La régulation par la concurrence en définissant les règles de concurrence
- La régulation par les prix par imposition d'un prix après négociation
- La régulation par les indicateurs de performances.

Dans le but d'assurer l'amélioration continue de la qualité du service, les démarches de régulation se concentrent aujourd'hui sur la réduction des défaillances de la réglementation afin de promouvoir une allocation optimale des ressources pour assurer le développement durable et harmonieux. En outre les régulations comportent de plus en plus une part de comparaison (benchmarking) afin de limiter les effets de la dissymétrie de l'information et des compétences.

Quel que soit le type de régulation choisi, elle devra être permanente afin d'assurer la disponibilité de professionnels capables de garder une veille technologique et de mener un débat équilibré avec les opérateurs. Elle devra être claire et suffisamment flexible pour faciliter le dialogue lors de la formulation des objectifs à atteindre. Enfin elle devra contenir des clauses auto-incitatives par exemple le conditionnement d'une partie de la rémunération de l'exploitant au niveau de qualité de certains indicateurs de performance.

Dans les pays d'Afrique subsaharienne qui sont toujours en phase de mobilisation des ressources en eau nécessitant des moyens financiers importants venant de l'extérieur, la régulation doit s'orienter prioritairement vers un accès durable à l'eau de tous les usagers potentiels, la bonne gestion du patrimoine. Afin d'atténuer les conflits inévitables dans ce cas de figure où beaucoup de moyens financiers sont mobilisés et sur lesquels le régulateur est naturellement tenté de concentrer son travail, il sera judicieux de mettre en place une régulation formelle qui comporte deux phases. A des dates régulières, la pertinence et l'efficacité des moyens proposés par l'opérateur seront analysées à la lumière d'un business-plan et une étude tarifaire. Il suivra ensuite une période durant laquelle le contrôle sera concentré sur l'efficacité de l'opérateur à travers des indicateurs de performance mesurant l'atteinte des objectifs fixés au business-plan. Un tel contrôle qui s'adresse à la qualité du service ne peut être opérant que s'il y a une jonction avec la rémunération de l'exploitant. Cette jonction est assurée par l'intéressement de l'exploitant à la performance, c'est-à-dire en conditionnant une partie de sa rémunération à l'atteinte ou le dépassement de certains indicateurs clés.

#### **10.4. LA TARIFICATION**

Il faut distinguer le prix de revient de l'eau et les tarifs d'eau. C'est la volonté plus ou moins consciente de rapprocher le tarif du prix qui a souvent conduit à confondre les deux notions. Les coûts qui entrent dans la formation du prix du service d'eau se décomposent en charges fixes et en charges variables. Les charges fixes comprennent les charges financières relatives au patrimoine (amortissement, intérêt des emprunts, rémunération des fonds propres), les dépenses d'entretien et de réparation, les frais généraux, les dépenses en personnel. Les charges variables dépendent de la quantité d'eau distribuée. Elles sont essentiellement relatives aux produits de traitement, l'énergie.

La tarification prend en compte le prix de revient, les faux frais (taxes, impôts, redevances). La clé de répartition des coûts entre les agents économiques en fonction des choix politiques comme la péréquation nationale ou sociale. Les recettes du système doivent couvrir les dépenses engendrées par la fourniture de l'eau tout en protégeant la ressource en eau et sans reporter les charges actuelles sur les

générations futures. L'objectif d'une tarification optimale est d'allier l'efficacité économique et l'équité sociale. La méthode couramment utilisée est le calcul du prix au coût marginal du long terme et l'application d'une tarification progressive qui sanctionne les fortes consommations.

### 10.5. LES INDICATEURS DE PERFORMANCE

Les indicateurs de performance sont de paramètres objectivement vérifiables qui permettent de mesurer la qualité du service fourni et la bonne gestion des installations et de ressources en eau. Ce sont des outils d'engagement de l'exploitant, de dialogue entre les différents acteurs et de comparaison avec les services similaires. Ils intéressent l'exploitant qui doit anticiper sur les dysfonctionnements et la demande des usagers, la collectivité et l'Etat qui doivent s'assurer de la qualité de la durabilité des systèmes, enfin l'utilisateur qui doit se sentir satisfait à la hauteur de la dépense engagée. Leur bonne tenue et leur qualité est une source de jugement pour le financement des extensions ou de l'amélioration du service.

Les indicateurs de performance doivent être simples, chiffrés, compréhensibles même par des non professionnels, et prendre en compte les préoccupations de tous les acteurs. Ils concernent les prestations techniques, le service au client, les performances économiques, la performance et le développement du patrimoine.

**Tableau 10.2: les principaux domaines des indicateurs de performance.**

Prestations techniques	Continuité du service Qualité de l'eau
Service au client	Respect des délais de réaction Information Facilité de paiement
Performances économiques	Gain de productivité
Performance et développement du patrimoine	Durabilité Adaptation à l'évolution de la demande

Guérin Schneider

## BIBLIOGRAPHIE

**BONNIN, J. (1986) :** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyenne importance. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'électricité de France. EYROLLES. Paris, 1986.

**BRIERE, F., G. (Pr) (1994).** Distribution et collecte des eaux. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal – 1994- 365 pages.

**DROUART, E. & VOUILLAMOZ, J., M. :** Alimentation en eau des populations menacées (Action contre la faim) Hartmann Editions des sciences et des arts.

**DUPONT, A. (1977).** Hydraulique urbaine tome 2 : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. 484 pages ; Paris, Edition Eyrolles 1977.

**DUPONT, A. (1977).** Hydraulique urbaine tome 1 : Hydrologie, captage et traitement des eaux. 254 pages. Edition Eyrolles 1977

**GOMELLA, C. (1974) :** La distribution d'eau dans les agglomérations. Paris Edition EYROLLES 1974.

**KONDE, M., OUEDRAOGO, F. & ZOUNGRANA, D., (1999)** Etude sur les aspects socio-économiques, la consommation et les ventes d'eau potable dans les centres secondaires de l'ONEA – Burkina Faso. Consultation DANIDA.

**LORRAIN D., et al (1995)** gestions de l'eau de l'eau, Edition ECONOMICA, 1995, 263 pages

**MAIGA , A., H. (1988) :** Cours d'adduction d'eau potable destiné aux étudiants de la 2<sup>ème</sup> Année Formation initiale de l'Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs et de l'Equipement Rural(EIER) -Ouagadougou

**MAYSTRE L., Y. (Pr) & KRAYENBUHL, L. (1993) :** Cours d'approvisionnement en eau potable. Destiné aux étudiants de la section Génie Rural, orientation environnement, 3<sup>ème</sup> Année. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne – EPFL(Suisse). Lausanne, septembre 1993. 150 pages

**MEUNIER, M. (1980):** Les coups de bélier et protection des réseaux d'eau sous pression, Paris. Edition de l'Ecole Nationale du Génie Rural et des Eaux et Forêts(ENGREF) – 1980. 198 pages.

**MOREL A L'HUISSIER, A.(1990) :** Etude économique de la distribution d'eau aux populations à faibles revenus dans les pays en développement – thèse de doctorat. Edition CERGRENE. 450 pages.

**MOREL A L'HUISSIER, A., COLLIGNON, B., ETIENNE, J., (1998).** Analyse des paramètres économiques de la distribution de l'eau pour les populations à faibles revenus dans les quartiers périurbains et des petits centres en Afrique – rapport de synthèse. FAC, pSeau, CEREVE. 179 pages.

**NARAYAN, D. (1994).** Evaluation participative, outils pour gérer le changement dans l'approvisionnement en eau et l'assainissement. Banque Mondiale, Washington.

**Programme Eau et Assainissement – Abidjan (2000)** Les opérateurs économiques indépendants de l'eau potable et l'assainissement perspectives et réalités dans 10 villes africaines.

**SAVATIER, A. & GADELLE, F. (1994) :** Les pompes et les stations de pompage, troisième édition mise à jour et complétée. Ministère français de la coopération. Collection « techniques rurales en Afrique ». 1994. 445 pages.

**STRASSLER, J., DOSSOU, R., K., & KINSIKLOUNON(2000) :** La volonté de payer dans le domaine de l'approvisionnement en eau potable et l'assainissement, une expérience au Bénin, Helvetas Bénin, avril 2000. 73 pages.

**WHITTINGTON, D., LAURIA, D., T., WRIGHT A., M., CHOE, K., & VENKATESWARLU, S., (1992).** Household demand for improved sanitation services: A case study of Kumasi, Ghana. UNDP-World Bank water and sanitation Program, Washington.

**WRIGHT, A., M., (1997).** Toward a strategic sanitation approach: improving the sustainability of urban sanitation in developing countries- GREA – PNUD – Banque Mondiale, novembre 1997, 38 pages.

**ZOUNGRANA, D., (1997)** Revue du secteur de l'alimentation en eau potable au Burkina Faso – Consultation coopération danoise NIRAS - DANIDA.

**Quelques sites Web** [www.wsscc.org](http://www.wsscc.org), [www.pseau.org](http://www.pseau.org), [www.oieau.org](http://www.oieau.org), [www.wupafrica.org](http://www.wupafrica.org), [www.lboro.ac.uk.wedc](http://www.lboro.ac.uk.wedc),

## **ANNEXES**

**Annexe 01 : Coefficients de pertes de charges selon les auteurs**

(tiré du cours de M J. DE BOISSEZON, Hydraulique en charge EIER 1985)

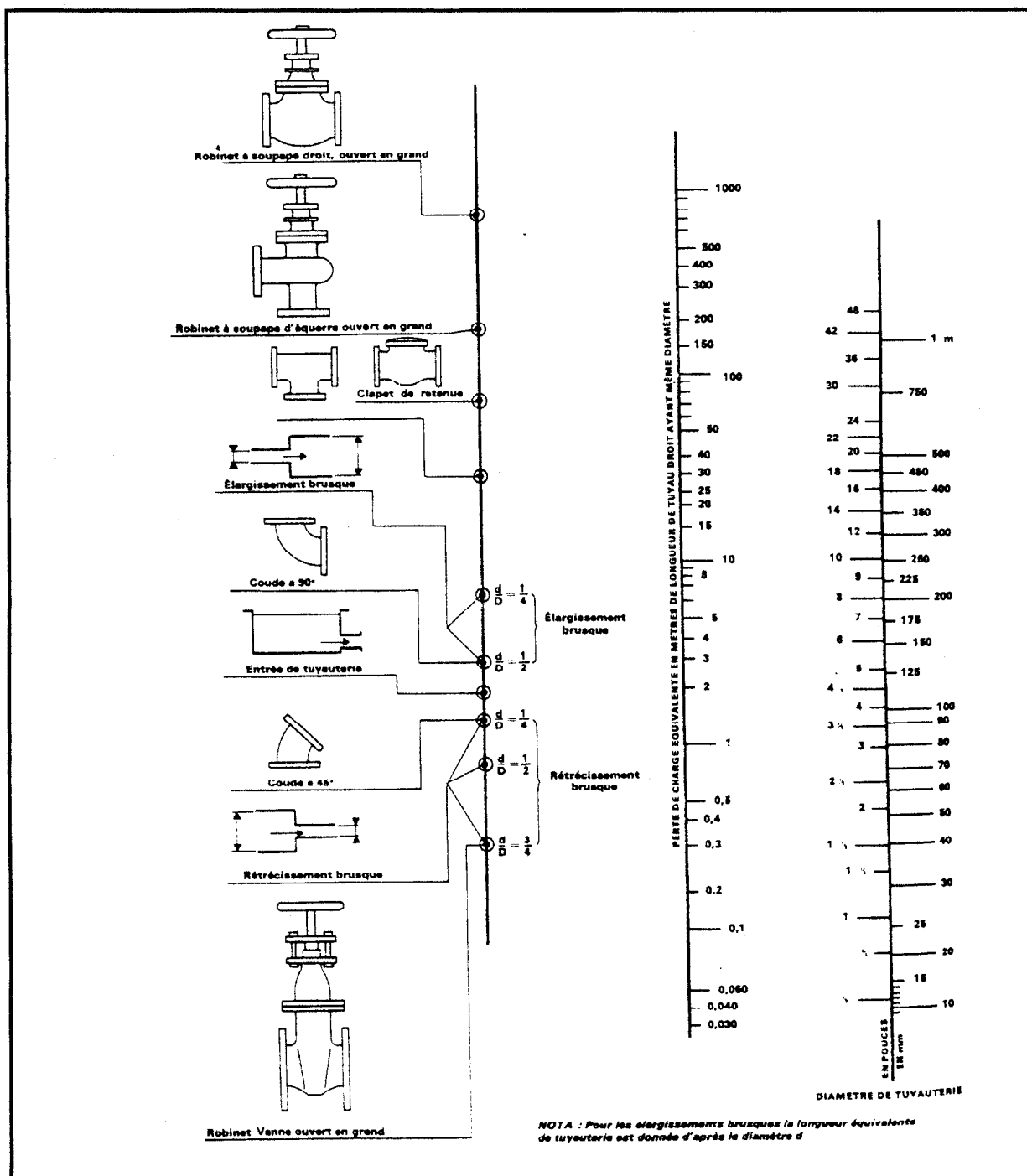
Matériau	Formule		
	Manning-Strickler	Colebrook Calmon & Lechapt	William & Hazen
	$K_s$	$k$ (mm)	$K'$
PVC	120	0.0	150
Mortier de ciment centrifuge	110	0.05	140
Métal neuf	105	0.1	130
Béton centrifugé	100	0.25	125
Fonte acier revêtement ciment	90	0.5	110
Fonte acier non revêtu neuf	80	1	100
Fonte acier non revêtu ancien	75	2	90

**Coefficient de la formule de Calmon & Lechapt**

$k$ (mm)	$a$	$n$	$m$	Remarques
2	$1.863 \cdot 10^{-3}$	2	5.33	
1	$1.601 \cdot 10^{-3}$	1.975	5.25	
0.5	$1.400 \cdot 10^{-3}$	1.96	5.19	
0.25	$1.160 \cdot 10^{-3}$	1.93	5.11	
0.1	$1.100 \cdot 10^{-3}$	1.89	5.01	
0.05	$1.049 \cdot 10^{-3}$	1.88	4.93	
0.025	$1.01 \cdot 10^{-3}$	1.84	4.88	
0.0	$0.916 \cdot 10^{-3}$	1.78	4.78*	* $50 \leq D \leq 200$
0.0	$0.971 \cdot 10^{-3}$	1.81	4.81**	** $250 \leq D \leq 1000$

$$\Delta H = a \frac{Q^n}{D^m} L$$

## Annexe 02 : Longueur équivalente des singularités





## Annexe 03 : Conduites normalisées couramment utilisées

Diamètre nominal	Matériau		
DN (mm)	Fonte (revêtement acier DN	ductile ciment), Acier inoxydable DN	Matière plastique Ø (mm)
20		X	27
25		X	32
32		X	40
37		X	50
50		X	63
60	X	X	75
80	X	X	90
100	X	X	110
125	X	X	140
150	X	X	160
180	X	X	200
200	X	X	225
250	X	X	
280			315
300	X	X	
350	X	X	
400	X	X	
450	X	X	
500	X	X	
600	X	X	
700	X	X	
800	X	X	
900	X	X	
1000	X	X	
1100	X		
1200	X		
1400	X		
1500	X		
1600	X		
1800	X		
2000	X		

**Annexe 04 : Variation horaire de la distribution d'eau dans quelques villes du Burkina (%)**  
Tirées des travaux de mémoire de MM TSOGBE, TSIPOAKA (EIER 1996) et AEP-Bobo(1996)

Ville	Bobo-Dioulasso	Koudougou	Dédougou	Boromo
Population (habitants)	650 000	80 000	40 000	15 000
Période horaire				
0 à 1	2.5	0.9	2.7	0
1 à 2	2.0	1.1	2.7	0
2 à 3	2.0	1.6	2.4	0.6
3 à 4	1.5	1.1	2.7	5.3
4 à 5	1.0	1.8	1	6.7
5 à 6	4.5	3.1	0.7	6.7
6 à 7	7.0	8.6	5.7	15.3
7 à 8	7.7	8.2	7.7	8
8 à 9	6.3	6	9.1	7.3
9 à 10	6.0	5.6	5.7	5.3
10 à 11	4.0	7	5.7	4
11 à 12	4.0	3.4	4.4	3.2
12 à 13	5.0	4.8	5	2.7
13 à 14	6.0	4.8	4.4	3.2
14 à 15	5.0	5.7	3.7	3.2
15 à 16	4.0	6.3	5.7	5.3
16 à 17	3.5	6.5	8.4	7.3
17 à 18	4.0	7.5	9.8	8.7
18 à 19	5.0	4.8	4.7	3.2
19 à 20	6.0	5.1	2.7	2
20 à 21	4.0	2.0	2.4	0.5
21 à 22	3.5	1.4	1	0.5
22 à 23	3.0	2.1	1	0
23 à 0	2.5	0.6	0.7	0

Annexe 05 – Courbes de performances des principales pompes manuelles  
(d'après A. Savatier et F. Gadelle)

