

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES

APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

**MODÉLISATION ET ANALYSE D'UN
NOUVEAU RÉSEAU
D'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE : Cas du quartier Virunga**

Par **BWIRA-BUBUYA BWIRIRE Huguette**

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention du
Diplôme d'Ingénieur Civil

Option : Structures et Ouvrages d'Art (SOA)

Directeur: Prof. Dr. Ir. BARAKA MUSHAGE Olivier

Encadreur : Ir. CIRHUZA BADESIRE Paterne

ANNEE ACADEMIQUE 2023 - 2024

Epigraphe

« L'eau est la force motrice de toute la nature »

Léonard de Vinci

Dédicace

À toutes les personnes que nous chérissons.

BWIRA-BUBUYA BWIRIRE Huguette

Remerciements

Notre vive gratitude revient de prime abord au Dieu Tout Puissant qui nous accorde le souffle de vie et la sante chaque jour. Que son nom soit glorifié éternellement et à jamais.

Nos remerciements vont ensuite au Professeur BARAKA MUSHAGE Olivier, qui, malgré ses nombreuses responsabilités, a pris le temps de diriger ce travail. Sans oublier, l'ingénieur CIRHUZA BADESIRE Paterne, qui a donné de son temps pour la réalisation de ce travail.

Notre profonde gratitude s'adresse au corps administratif de l'ULPGL/Goma, et plus particulièrement au corps professoral de la FSTA qui déploie de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée, pour leur contribution en termes de transmission d'informations et pour la qualité et la richesse de leur enseignement.

Nous adressons ensuite, notre plus grande reconnaissance à notre précieuse famille notamment à nos chers parents, Maurice BWIRIRE et Francesca FÉRUZI, pour tous les sacrifices consentis, les conseils et les encouragements durant nos études

Enfin, nos remerciements s'adressent également à nos amis et camarades, et plus particulièrement BARAKA MBAVUGHAVYO Galien et BENGI-BABUYA BWIRIRE Ines, qui, d'une manière ou d'une autre, nous ont soutenu et accompagné dans la réalisation de ce travail.

Résumé

L'approvisionnement en eau potable est un enjeu crucial pour la santé publique, le développement économique et la durabilité environnementale. Il englobe la collecte, le traitement et la distribution d'eau de qualité, accessible à tous. Dans le cadre de ce travail, dont l'objectif principal est de modéliser et d'analyser un nouveau réseau d'approvisionnement en eau potable dans le quartier Virunga, nous avons entrepris les étapes suivantes : déterminer les besoins réels de la population en matière de consommation journalière d'eau potable, dimensionner un nouveau réseau d'approvisionnement en eau potable pour répondre à l'augmentation de la demande de la population et éviter les pénuries d'eau, modéliser et simuler le réseau d'approvisionnement en eau potable afin d'optimiser la distribution et garantir l'accès à tous. Les résultats ont abouti à un réseau comportant une pompe, une conduite d'adduction, un réservoir de stockage et des conduites de distribution composant le réseau de distribution.

Mots clés : Modélisation, Analyse, Réseau d'approvisionnement, Eau potable.

Abstract

The provision of potable water is a crucial issue for public health, economic development, and environmental sustainability. It encompasses the collection, treatment, and distribution of quality water, accessible to all. In this work, whose main objective is to model and analyze a new potable water supply network in the Virunga neighborhood, we undertook the following steps: determining the actual daily water consumption needs of the population, designing a new potable water supply network to meet the increasing demand and avoid water shortages, modeling and simulating the potable water supply network to optimize distribution and ensure access for all. The results led to a network comprising a pump, a supply pipeline, a storage reservoir, and distribution pipelines forming the distribution network.

Keywords: Modeling, Analysis, Supply Network, Potable Water.

Table des matières

Epigraphe	i
Dédicace	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Table des matières	vi
Liste des abréviations	x
Liste des tableaux	xi
Liste des figures	xii
0. Introduction générale.....	1
0.1. Contexte/Généralités sur le thème.....	1
0.2. Identification et formulation du problème	2
0.3. Questions de recherche.....	2
0.4. Formulation des hypothèses	2
0.5. Justification du choix du sujet et motivations	3
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	3
0.6.1. Objectif général.....	3
0.6.2. Objectifs opérationnels/spécifiques	3
0.7. Méthodologie et délimitation du travail	4
0.8. Structure du mémoire	4
Chapitre 1 Généralités sur l’approvisionnement en eau potable	5
1.1 Introduction	5
1.2 Brève revue de la littérature	5
1.3 Origines des eaux	6
1.3.1 Cycle hydrologique de l’eau	7
1.3.2 Ressources en eau	8
1.3.3 Qualité de l’eau de consommation humaine	9
1.4 Réseaux d’approvisionnement en eau potable	11

1.4.1	Captage	12
1.4.2	Traitement des eaux	12
1.4.3	Adduction.....	12
1.4.4	Réservoirs d'eau potable.....	17
1.4.5	Réseaux de distribution.....	19
1.4.6	Structure des réseaux	20
1.4.7	Le tracé du réseau de distribution	21
1.5	Modélisation hydraulique d'un réseau d'AEP	22
1.5.1	Principes de base.....	22
1.5.2	Hydraulique des réseaux	23
1.5.3	Logiciels de modélisation	23
1.5.4	Applications pratiques	23
1.5.5	Étapes de la modélisation.....	24
1.6	Analyse des réseaux d'approvisionnement en eau potable	24
1.6.1	Objectifs de l'analyse.....	24
1.6.2	Méthodes d'analyse	24
1.6.3	Applications pratiques	25
1.7	Service public de l'eau potable	25
1.7.1	Présentation et historique de la REGIDESO	26
1.8	Conclusion partielle.....	28
Chapitre 2 Méthodologie de recherche		29
2.1	Introduction	29
2.2	Présentation de la zone d'étude.....	29
2.3	Situation géographique.....	29
2.3.1	Situation démographique	29
2.3.2	Caractéristiques du réseau d'approvisionnement en eau existant.....	31
2.4	Approche d'estimation des besoins en eau	37
2.4.1	Estimation de la population à desservir	37
2.4.2	Estimation des besoins en eau potable.....	38
2.5	Approche de dimensionnement du réseau d'adduction.....	41
2.5.1	Choix du type de conduites.....	41
2.5.2	Etude technico-économique des diamètres de refoulement [17].....	42
2.5.3	Calcul des pertes de charge [11]	43

2.5.4	Caractéristiques des pompes [10]	45
2.6	Approche de dimensionnement du réservoir de distribution	45
2.6.1	Détermination de la capacité d'un réservoir [29]	45
2.7	Approche de dimensionnement du réseau de distribution	48
2.7.1	Choix du type de réseau	48
2.7.2	Hypothèses de calcul.....	48
2.7.3	Principes de calcul	50
2.7.4	Calcul des réseaux maillés [11]	51
2.8	Approche de modélisation hydraulique du réseau	52
2.8.1	Présentation du logiciel EPANET 2.0 [18].....	52
2.9	Conclusion partielle.....	53
Chapitre 3 Présentation des résultats		54
3.1	Introduction	54
3.2	Détermination des besoins en eau	54
3.2.1	Estimation de la population à desservir	54
3.2.2	Estimation des besoins en eau potable.....	54
3.3	Dimensionnement du réseau d'adduction	56
3.3.1	Calcul du diamètre économique.....	56
3.3.2	Calcul de la vitesse d'écoulement.....	56
3.3.3	Calcul des pertes de charge.....	56
3.3.4	Caractéristiques de la pompe	57
3.4	Dimensionnement du réservoir	57
3.5	Dimensionnement du réseau de distribution	59
3.5.1	Traçage du réseau maillé	59
3.5.2	Calcul du réseau maillé.....	60
3.6	Modélisation du réseau.....	65
3.6.1	Simulation du réseau avec EPANET	65
3.7	Conclusion partielle.....	70
Conclusion générale		71
Bibliographie.....		72
Annexe A Présentation de la zone d'étude		74

A.1	Population du quartier Virunga au 1 ^{er} trimestre 2024.....	74
A.2	Carte du réseau d'AEP existant.....	77
Annexe B Réseau d'adduction en eau.....		78
B.1	Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe	78
B.2	Courbe caractéristique d'une pompe.....	78
B.3	Point de fonctionnement d'une pompe.....	79
Annexe C Réseau de distribution en eau potable.....		80
C.1	Diamètres nominaux et pressions nominales des conduites en PEHD	80
C.2	Altitudes aux nœuds du réseau.....	81

Liste des abréviations

AEP	:	Approvisionnement en eau potable
DCI	:	Ductile Cast Iron
DN	:	Diamètre Nominale
FSTA	:	Faculté des sciences et technologies appliquées
mCE	:	Mètre Colonne d'eau
OMS	:	Organisation Mondiale de la Santé
PE	:	Polyéthylène
PEHD	:	Polyéthylène Haute Densité
PN	:	Pression Nominale
PVC	:	Polychlorure de Vinyle
RDC	:	République Démocratique du Congo
ULPGL	:	Université Libre des Pays des Grands Lacs
UNESCO	:	Organisation des Nations Unies pour l'Education, la Science et la Culture
UNICEF	:	Fonds des Nations Unies pour l'Enfance
UPVC	:	Chlorure de Polyvinyle non plastifié

Liste des tableaux

<i>Tableau 1-1. Exigences de la qualité de l'eau [10]</i>	10
<i>Tableau 2-1. Population du quartier Virunga 1 er trimestre 2024 [25]</i>	30
<i>Tableau 2-2. Stations de captage de la ville de Goma</i>	31
<i>Tableau 2-3. Valeur du coefficient β [22]</i>	41
<i>Tableau 2-4. Valeurs du coefficient de rugosité en fonction [11]</i>	44
<i>Tableau 2-5. Coefficients horaires en milieu rural [29]</i>	46
<i>Tableau 2-6. Coefficients horaires en milieu urbain [29]</i>	46
<i>Tableau 3-1. Estimation de la population de Virunga</i>	54
<i>Tableau 3-2. Consommation moyenne journalière</i>	55
<i>Tableau 3-3. Consommation maximale journalière</i>	55
<i>Tableau 3-4. Consommation minimale journalière</i>	55
<i>Tableau 3-5. Consommation horaire maximale</i>	55
<i>Tableau 3-6. Diamètre économique des conduites d'adduction</i>	56
<i>Tableau 3-7. Vitesses d'écoulement dans la conduite</i>	56
<i>Tableau 3-8. Diamètre économique choisi</i>	56
<i>Tableau 3-9. Calculs des pertes de charge linéaires et singulières</i>	57
<i>Tableau 3-10. Caractéristiques de la pompe choisie</i>	57
<i>Tableau 3-11. Calcul de la capacité théorique du réservoir</i>	58
<i>Tableau 3-12. Paramètre du réservoir</i>	58
<i>Tableau 3-13. Valeurs choisies</i>	58
<i>Tableau 3-14. Calcul hydraulique du réseau maillé</i>	61
<i>Tableau 3-15. Débits aux noeuds</i>	66
<i>Tableau 3-16. Les pressions et les charges au niveau des noeuds du réseau</i>	67

Liste des figures

<i>Figure 1-1. Le cycle de l'eau</i> [4].....	7
<i>Figure 1-2. Bilan hydrologique</i> [10].....	8
<i>Figure 1-3. Schéma d'AEP</i> [7].....	11
<i>Figure 1-4. Adduction par refoulement</i> [14].....	13
<i>Figure 1-5. Adduction gravitaire</i> [14]	14
<i>Figure 1-6. Adduction mixte refoulement-gravitaire</i> [14]	14
<i>Figure 1-7. Profil en travers d'une conduite</i> [15]	16
<i>Figure 1-8. Réseau ramifié</i> [12].....	20
<i>Figure 1-9. Réseau maillé</i> [12]	21
<i>Figure 1-10. Le schéma des services d'eau potable</i>	26
<i>Figure 1-11. Logo de la REGIDESO</i> [23].	27
<i>Figure 2-1. Station de captage Lac II</i> [26]	32
<i>Figure 2-2. Salle des machines</i> [26]	33
<i>Figure 2-3. l'un des reservoirs circulaires de Bushara</i> [27]	34
<i>Figure 2-4. Carte du reseau du quartier Virunga</i> [27].....	35
<i>Figure 2-5. Vulnérabilité intrinsèque des stations de la REGIDESO</i> [28].....	36
<i>Figure 2-6. Vulnérabilité intrinsèque des conduites d'eau</i> [28].....	36
<i>Figure 2-7. Vulnerabilite intrinseque des bornes fontaines</i> [28].....	37
<i>Figure 2-8. Tuyaux en PEHD</i> [17]	42
<i>Figure 2-9. Repartition uniforme du debit en route sur la longueur du troncon</i> [30].....	50
<i>Figure 3-1. Tracé du réseau de distribution en étude</i>	59
<i>Figure 3-2. modèle du réseau</i>	65
<i>Figure 3-3. Distribution des débits après simulation</i>	68
<i>Figure 3-4. Distribution des pressions après simulation</i>	69

0. Introduction générale

0.1. Contexte/Généralités sur le thème

L'eau est notre ressource la plus précieuse, un "or bleu" auquel plus de 2 milliards de personnes n'ont pas directement accès. Elle est non seulement un enjeu essentiel à la survie, mais aussi un enjeu sanitaire, social et culturel au cœur des sociétés humaines [1]. Fin 2010, 89% de la population mondiale, soit 6,1 milliards d'habitants, utilisaient des sources d'approvisionnement en eau potable améliorées, contre 76% en 1990. Ainsi en 20 ans, l'accès à des sources d'approvisionnement en eau potable a été nettement amélioré. Mais, actuellement, on estime toujours qu'entre 2 et 4 milliards de personnes dans le monde n'ont pas un accès satisfaisant à l'eau potable. Et dans certains pays, moins de 50% de la population a accès à l'eau potable et souvent de façon discontinue : eau disponible qu'à certaines heures, possiblement coupée pendant plusieurs jours...c'est le cas de l'Afghanistan, de l'Angola, de l'Éthiopie, de Madagascar, de la Mauritanie, du Niger, de la Papouasie-Nouvelle-Guinée, de la République Démocratique du Congo, de la Somalie, du Tchad. Ainsi, dans beaucoup de villes d'Afrique, l'utilisation quotidienne reste inférieure à 20 litres d'eau par personne [2].

A contrario, les pays développés, disposant d'un accès à l'eau potable en continu et de bonne qualité, permettent de stabiliser les consommations voire à les baisser grâce à la modernisation des réseaux, aux appareils électroménagers et à la sensibilisation des utilisateurs [2].

Le rythme de progression historique doit être multiplié par deux pour parvenir à une couverture mondiale des services d'eau potable de base d'ici 2030, et par six pour parvenir à des services universels gérés en toute sécurité. Les changements climatiques, la raréfaction de l'eau, la croissance de la population, les évolutions démographiques et l'urbanisation posent déjà des problèmes aux systèmes d'approvisionnement en eau [3].

Face à ces défis, il est essentiel de mettre en place des solutions durables pour garantir un approvisionnement en eau potable fiable et sûr pour tous. Cela nécessite une gestion efficace des ressources en eau, des investissements dans les infrastructures hydrauliques, des mesures de prévention de la qualité de l'eau et une sensibilisation accrue à l'importance de l'eau potable pour la santé et le bien-être des communautés.

0.2. Identification et formulation du problème

L'eau est une ressource naturelle renouvelable, limitée et extrêmement importante pour le développement humain et ses activités. Cependant, la croissance démographique rapide, l'urbanisation accrue, la dégradation des réseaux par manque d'entretien posent des majeurs problèmes en matière d'approvisionnement en eau potable. Le quartier Virunga à Goma, dans la province du Nord-Kivu en République Démocratique du Congo, n'y fait pas exception. Ce quartier est confronté, ces temps-ci, à des problèmes d'approvisionnement en eau potable. Le réseau de distribution existant ne parvient plus à répondre aux besoins croissants de la population. Cela entraîne des difficultés quotidiennes pour les habitants, qui doivent faire face à des pénuries d'eau et à une qualité de l'eau insatisfaisante. Par conséquent, il devient crucial de modéliser et d'analyser un nouveau réseau d'approvisionnement en eau potable afin d'améliorer la situation actuelle.

0.3. Questions de recherche

De ce qui précède, les questions que soulève le présent travail sont les suivantes :

1. Comment évaluer les besoins réels de la population du quartier Virunga en matière de consommation journalière d'eau potable en ce jour et dans un futur lointain ?
2. Comment le dimensionnement du réseau d'approvisionnement en eau potable pourrait-il être optimisé pour répondre à l'augmentation de la demande de la population et éviter les pénuries d'eau ?
3. Comment s'assurer que le nouveau réseau de distribution, contribue-t-il à assurer un approvisionnement continu et permanent en eau pour la population ?

0.4. Formulation des hypothèses

En se référant aux questions de recherche sus-évoquées, les hypothèses suivantes sont formulées :

1. Les données démographiques pourraient servir à évaluer avec précision les besoins quotidiens de la population en eau, ainsi qu'à réaliser une étude prospective pour anticiper ces besoins à l'avenir.

2. Le réseau serait optimisé en effectuant un dimensionnement approprié d'un réseau d'AEP résistant et économique, équipé des installations nécessaires pour fournir de l'eau potable aux habitants.
3. Il serait utile d'utiliser un logiciel de modélisation hydraulique tel que EPANET 2.0. Avec ce logiciel, il serait possible de simuler le flux d'eau, la pression et la distribution d'eau dans le réseau de tuyauterie en fonction des altitudes et des distances spécifiques. Cela permettrait d'optimiser le dimensionnement des tuyaux, des pompes et des réservoirs pour assurer un approvisionnement en eau adéquat dans toute la zone.

0.5. Justification du choix du sujet et motivations

La gestion durable de l'eau dans la construction est un enjeu majeur de notre époque. Les zones urbaines, confrontées à une demande croissante en eau potable, doivent mettre en place des infrastructures efficaces et résilientes. Ce travail offre une occasion d'appliquer des méthodes de modélisation hydraulique et d'analyser les impacts des technologies modernes sur l'efficacité des systèmes d'AEP, offrant une opportunité d'innovation et de recherche dans le domaine de l'ingénierie civile.

Sur le plan social, ce projet vise à améliorer la qualité de vie des habitants du quartier Virunga, en fournissant un accès fiable à une ressource essentielle, tout en favorisant la sensibilisation communautaire et la participation citoyenne dans la gestion de l'eau.

0.6. Énoncé des objectifs de recherche

0.6.1. Objectif général

L'objectif général poursuivi dans ce travail est de modéliser et d'analyser un nouveau réseau d'approvisionnement en eau potable dans le quartier Virunga.

0.6.2. Objectifs opérationnels/spécifiques

Afin d'atteindre l'objectif général, nous avons poursuivi les objectifs spécifiques ci-après :

- Déterminer les besoins réels de la population en matière de consommation journalière d'eau potable.
- Dimensionner un nouveau réseau d'approvisionnement en eau potable pour répondre à l'augmentation de la demande de la population et éviter les pénuries d'eau.

- Modéliser et simuler le réseau d’approvisionnement en eau potable afin d’optimiser la distribution et garantir l’accès à tous.

0.7. Méthodologie et délimitation du travail

Notre travail se concentre sur la modélisation et l’analyse d’un nouveau réseau d’AEP dans le quartier Virunga, une zone dynamique et en constante évolution. Cette recherche se déroule entre Janvier et Juillet 2024, période durant laquelle nous observons les interactions sociales, les changements urbains qui façonnent la vie quotidienne des habitants.

Afin d’atteindre les objectifs énumérés précédemment, il a été nécessaire d’utiliser les méthodes et techniques de recherche suivantes :

- La méthode inductive
- La méthode analytique
- La méthode numérique
- L’observation en situation
- L’analyse des statistiques et du contenu

0.8. Structure du mémoire

Mises à part l’introduction et la conclusion générales, ce travail comprend les trois chapitres suivants :

- Le premier chapitre présente une brève revue de la littérature ainsi que les généralités sur l’approvisionnement en eau potable et sur la modélisation hydraulique d’un réseau d’AEP,
- Le deuxième chapitre porte sur la présentation de la zone d’étude ainsi que sur les matériels et méthodes de recherche,
- Le troisième chapitre présente le dimensionnement, la modélisation, la simulation du réseau d’approvisionnement ainsi que l’analyse des résultats.

Chapitre 1 Généralités sur l’approvisionnement en eau potable

1.1 Introduction

L’approvisionnement en eau potable est un enjeu crucial pour la santé publique, le développement économique et la durabilité environnementale. Il englobe la collecte, le traitement et la distribution d’eau de qualité, accessible à tous [4]. Ce chapitre présente un aperçu général de l’approvisionnement en eau potable en abordant notamment les origines des eaux, les réseaux d’approvisionnement en eau potable, la modélisation hydraulique et l’analyse de ces réseaux ainsi que la présentation du service public de l’eau potable en RDC, qui est la REGIDESO.

1.2 Brève revue de la littérature

Ce travail n’étant pas le premier qui va dans le sens de la recherche sur le thème modélisation et analyse des réseaux d’approvisionnement en eau potable, il est impérieux de faire mention des travaux antérieurs concernant ce thème.

Dans son mémoire de fin d’études intitulé Modélisation du réseau d’eau potable de Saint-Leu (2019), Abdramane TRAORÉ [5] a utilisé l’outil de modélisation Porteau 4.1.05 pour analyser un réseau de 329,8 km desservant 33 701 habitants. Les résultats de cette étude ont permis d’optimiser la gestion et la distribution de l’eau, offrant ainsi des perspectives d’amélioration pour l’efficacité et la fiabilité du réseau. Ce travail met en lumière l’importance de la modélisation hydraulique pour la gestion durable des infrastructures d’approvisionnement en eau potable.

Dans une autre étude, simulation par le logiciel Epanet/Porteau d’un réseau d’alimentation en eau potable du secteur Imama Willaya de Tlemcen (2017), CHOUITER Sarra et SAIM FATIMA Zohra [6] ont simulé le réseau d’AEP du secteur Imama à Tlemcen en utilisant les logiciels de simulation hydraulique EPANET et PORTEAU. Ce réseau dessert 37 482 habitants. Les résultats ont montré que les deux logiciels fournissent des estimations similaires pour les débits et les pressions, avec toutefois des différences mineures dans les vitesses d’écoulement. Cette comparaison a permis de valider l’efficacité des deux outils pour la modélisation

hydraulique des réseaux d'eau potable, démontrant ainsi leur utilité pour des applications variées dans des contextes différents.

Le mémoire de master présenté par Amira CHEMS et Eddine LAID SMAIL [7], intitulé Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de l'AMMAMIRE, se concentre sur la conception et l'analyse d'un réseau de distribution d'eau potable pour la région de l'AMMAMIRE à Blida. Les résultats montrent que le réseau proposé est capable de fournir une distribution d'eau efficace et fiable, répondant aux besoins de la population locale. L'étude met également en évidence les aspects techniques et économiques du dimensionnement du réseau, assurant ainsi une solution durable et rentable. Ce travail souligne l'importance d'une planification rigoureuse pour garantir la viabilité des infrastructures hydrauliques.

Enfin, dans l'article de conférence Design and analysis of water distribution network using EPANET 2.0 and LOOP 4.0 – A case study of Narangi village (2020), Usman Mohseni et ses collègues ont analysé le réseau de distribution d'eau du village de Narangi en utilisant les logiciels EPANET 2.0 et LOOP 4.0. Les résultats ont révélé que les pressions et les vitesses dans le réseau sont adéquates pour une distribution efficace de l'eau. De plus, l'étude a fourni des informations précieuses sur le coût et la conception du réseau, démontrant l'importance de ces outils pour une gestion optimisée et rentable des ressources en eau [8].

Ces travaux antérieurs montrent qu'une combinaison de modèles hydrauliques, d'outils logiciels adaptés et d'analyses de performance peut fournir des solutions efficaces aux défis rencontrés mais aussi ils soulignent l'importance de la recherche continue pour améliorer l'AEP ce qui revient au cas du quartier Virunga et d'autres zones confrontées à des défis similaires. Il est donc crucial que les futures recherches intègrent les spécificités du contexte local pour garantir un approvisionnement durable en eau.

1.3 Origines des eaux

Dans cette section sont présentés le cycle de l'eau en abordant sa définition, le bilan hydrologique, les ressources en eaux de surface et souterraines ainsi que la qualité de l'eau de consommation humaine.

1.3.1 Cycle hydrologique de l'eau

1.3.1.1 Définition

Le cycle de l'eau, ou cycle hydrologique, est le processus continu de circulation de l'eau sur, au-dessus et sous la surface de la terre [4].

Le cycle hydrologique de l'eau dans la nature peut être schématisé ainsi : L'évaporation, principalement à partir de la surface des océans (soit environ 75 % de la surface de la terre) génère la formation de nuages en montant en altitude. Ces nuages, qui sont poussés par le vent vers le continent, se condensent et donnent lieu à des précipitations (pluies, neiges ou grêle). Sur le continent, l'eau des précipitations peut s'évaporer de nouveau (évaporation directe ou évapotranspiration à travers la végétation, les animaux et l'être humain), ou ruisseler dans des cours d'eau (rivières ou oueds) pour rejoindre les océans par écoulement de surface, ou encore s'infiltrer dans le sol pour ensuite rejoindre aussi les océans par écoulement souterrain. La *Figure 1-1* représente le cycle de l'eau dans la nature [9].

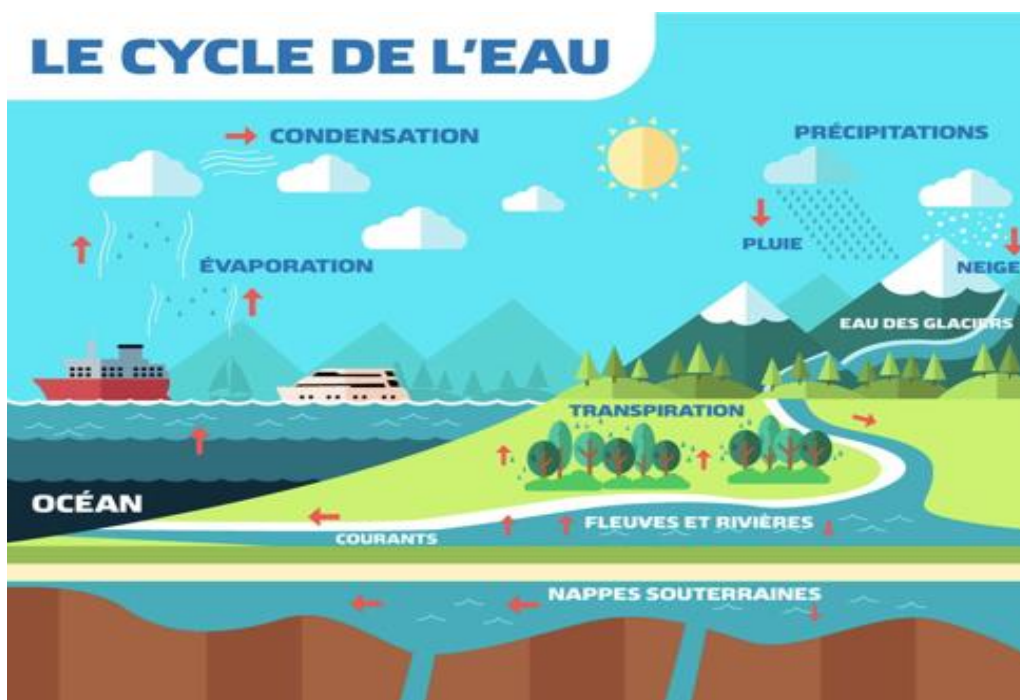


Figure 1-1. Le cycle de l'eau [4]

1.3.1.2 Bilan hydrologique

Au niveau d'un pays (ou d'une région), on parle plutôt de bilan hydrologique. Le bilan hydrologique de l'eau est tout simplement le bilan régional du cycle de l'eau [10]. Ce bilan peut être représenté sur la *Figure 1-2* comme suit :

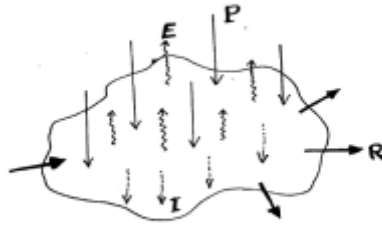


Figure 1-2. Bilan hydrologique [10]

Avec :

P : total des Précipitations /an (mesuré par des pluviomètres)

E : total des Evaporations /an (estimé par quelques formules)

R : total des Ruissellements/an (mesuré par les stations hydrométriques)

I : total des Infiltrations / an (non mesuré)

Ainsi, le bilan hydrologique s'écrit sous la forme (1.1) suivante :

$$P = E + R + I \quad (1.1)$$

1.3.2 Ressources en eau

Rappelons que l'eau couvre 75% de la surface du globe terrestre. Le volume total des eaux est d'environ $1,3 \cdot 10^9 \text{ km}^3$ dont 97% sont constituées par les océans et les mers et 2% par les glaciers. Seulement 1% de ces eaux est constitué d'eau douce disponible pour les diverses consommations de l'homme [11].

1.3.2.1 Ressources en eau de surface

Également appelées eaux superficielles, les eaux de surface regroupent toutes les masses d'eau courantes ou stagnantes qui sont en contact direct avec l'atmosphère. Cela inclut les fleuves,

les rivières, les lacs, les réservoirs, les ruisseaux, les étangs, les mares, les mers, les océans, et les zones humides [2].

1.3.2.2 Ressources en eaux souterraines

Les eaux souterraines regroupent l'ensemble des réserves d'eau qui se trouvent dans le sous-sol, ce sont les eaux des nappes : couches de terrains perméables saturés d'eau. Nous distinguons deux catégories de nappes [11] :

- **Les nappes phréatiques** (ou nappes de **surface**) : sont des réservoirs d'eau souterraine situés à faible profondeur sous la surface terrestre. Elles se forment dans des couches de sol ou de roches poreuses et perméables, appelées aquifères. Elles se trouvent généralement à une profondeur relativement faible, ce qui les rend accessibles pour l'AEP.
- **Les nappes profondes** (ou nappes **captives**) : sont des réservoirs d'eau souterraine situés à des profondeurs importantes, souvent plusieurs centaines de mètres sous la surface terrestre. Contrairement aux nappes phréatiques, qui se trouvent à faible profondeur, elles sont généralement moins vulnérables à la pollution de surface.

1.3.3 Qualité de l'eau de consommation humaine

On comprend par "eaux d'alimentation humaine" toute eau destinée à la boisson quel que soit le mode de production et de sa distribution comprenant les eaux utilisées pour la préparation, le conditionnement ou la conservation des denrées alimentaires destinées au public [10].

L'eau d'alimentation humaine ne doit contenir en quantités dangereuses ni microorganismes, ni substances chimiques nocifs pour la santé ; en outre elle doit être aussi agréable à boire que les circonstances le permettent [3].

Les eaux d'alimentation humaine doivent satisfaire aux exigences de qualité spécifiées dans le **Tableau 1-1**. Au cas où des paramètres ne figurant pas dans ce dernier sont analysés, on se référera aux directives de qualité pour l'eau de boisson de l'OMS. Les valeurs mesurées pour les paramètres physico-chimiques figurant dans le **Tableau 1-1** ne devraient pas être supérieures aux valeurs figurant dans la colonne "valeur maximale admissible " (VMA). Ces exigences présentées s'imposent aussi bien à l'entrée du système de distribution que chez le consommateur [10].

Tableau 1-1. Exigences de la qualité de l'eau [10]

PARAMÈTRE	EXPRESSION DES RESULTATS	VMA	COMMENTAIRES
Odeur	Seuil de perception à 25°C	3	
Saveur	Seuil de perception à 25°C	3	
Couleur réelle	Unité Pt mg/l	20	
Turbidité	Unité de turbidité néphélométrie (NTU)	5	Turbidité médiane ≤ 1 NTU et turbidité de l'échantillon ≤ 5 NTU
Température	°C	Acceptable	
Potentiel hydrogène	Unités PH	6,5 < pH < 8,5	Pour que la désinfection de l'eau par le chlore soit efficace, le pH doit être de préférence < 8
Conductivité		2700	
Chlorures	Cl : mg/l	750	
Sulfates	S : mg/l	400	
Oxygène dissous	: mg O ₂ /l	5 ≤ O₂ ≤ 8	
Aluminium	Al : mg/l	0,2	
Ammonium	NH ₄ : mg/l	0,5	
Oxydabilité au KMNO ₄	: mg O ₂ /l	5	La valeur de 2 mg O ₂ /l doit respecter au départ des installations de traitement
Hydrogène sulfuré		Non détectable organoleptiquement	
Fer	Fe : mg/l	0,3	
Zinc	Zn : mg/l	3	

1.4 Réseaux d’approvisionnement en eau potable

Les réseaux d’approvisionnement en eau potable comprennent l’ensemble des infrastructures utilisées pour capter, traiter, stocker et distribuer l’eau potable aux consommateurs. Cela inclut les sources d’eau, les stations de traitement, les réservoirs et les tuyauteries [4].

Afin d’appréhender leur fonctionnement, l’étude des différentes composantes d’un réseau d’AEP est indispensable. Un réseau d’AEP a pour fonction principale de desservir en eau potable un ensemble de points tels que : Compteurs d’abonnés, Bouches de lavage, Poteaux d’incendie [12]. Les principaux ouvrages constituant un réseau d’AEP sont schématisés dans la *Figure 1-3*.

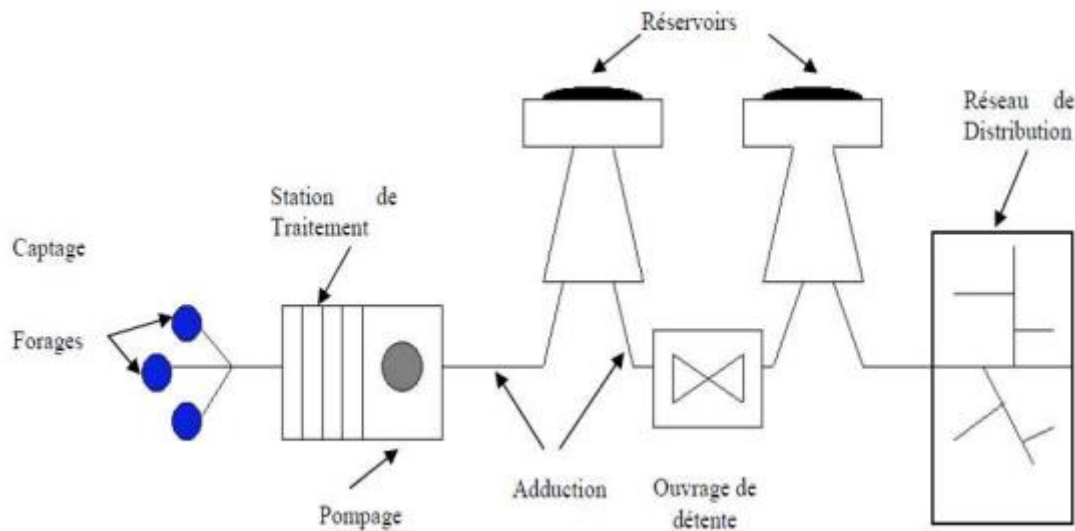


Figure 1-3. Schéma d'AEP [7]

Les étapes du processus de production et d’acheminement de l’eau potable sont :

- Le captage
- Le traitement
- L’adduction
- Stockage
- Distribution

1.4.1 Captage

Les captages sont les travaux effectués pour prélever les eaux naturelles en vue de l'alimentation, ils peuvent concerner soit l'eau présente dans le sous-sol, sous forme de nappes aquifères, soit celle qui surgit du sous-sol à la surface par des sources, soit encore celle que l'on trouve à la surface du sol, dans les rivières ou dans des étangs naturels ou artificiels [13].

1.4.2 Traitement des eaux

Les eaux captées dans la nature, exactement les eaux de surface (lacs et rivières), ne présentent pas les qualités physiques, chimiques et biologiques désirables pour la consommation. Pour rendre ces eaux potables, il faut les traiter [13].

Les étapes de traitement des eaux sont [4]:

- **Dégrillage et tamisage** : élimination des gros débris et particules à l'aide de drilles et de tamis ;
- **L'oxydation** : utilisation du chlore ou d'ozone pour éliminer les matières organiques et certains contaminants comme le fer et le magnésium ;
- **La clarification** : elle comprend la coagulation-floculation, la décantation et la filtration pour éliminer les particules en suspension.
- **La filtration** : c'est le passage de l'eau à travers des filtres (souvent du sable ou des membranes) pour éliminer les particules restantes.
- **La désinfection** : il s'agit de l'élimination des bactéries à l'aide de chlore, d'ozone ou d'ultraviolets. Une petite quantité de chlore est souvent maintenue dans l'eau pour prévenir la contamination dans le réseau de distribution

1.4.3 Adduction

Dans cette section sont présentés des notions de base sur les types d'adduction, le tracé en plan, le profil en long et la pose des conduites.

1.4.3.1 Types d'adduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites jusqu'au réservoir. En fonction du relief de la zone, on distingue trois types d'adduction, à savoir [12] :

- **Adduction par refoulement** (écoulement à surface libre ou en charge) : Le système d'adduction par refoulement emploie un système de pompage pour créer une pression

dans le réseau. Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté par la *Figure 1-4*.

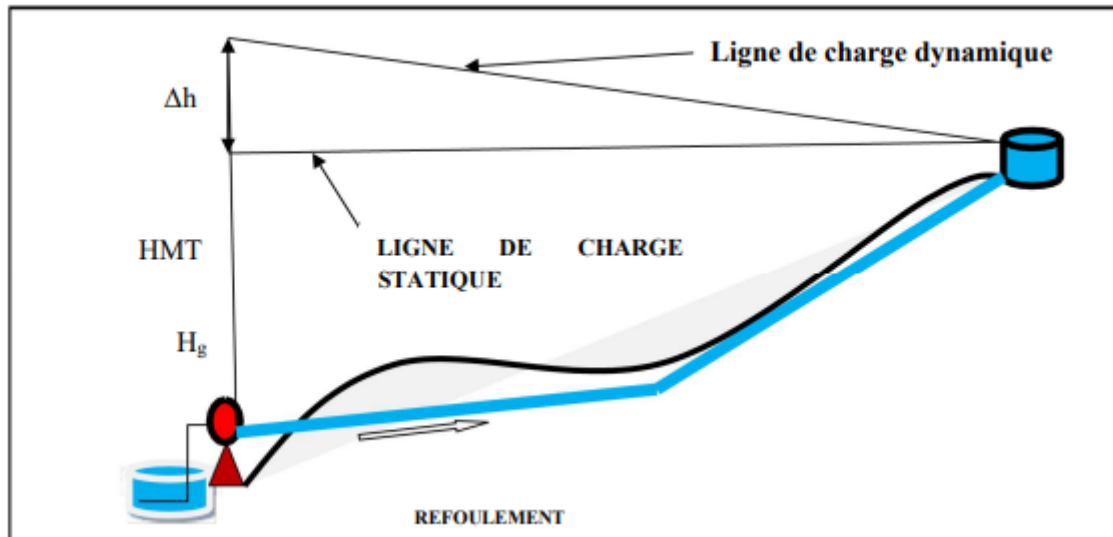


Figure 1-4. Adduction par refoulement [14]

- **Adduction gravitaire** (écoulement en charge seulement) : Le système d'adduction gravitaire ne fait intervenir qu'un seul travail qui est la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Comme présenté sur la *Figure 1-5*, le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte

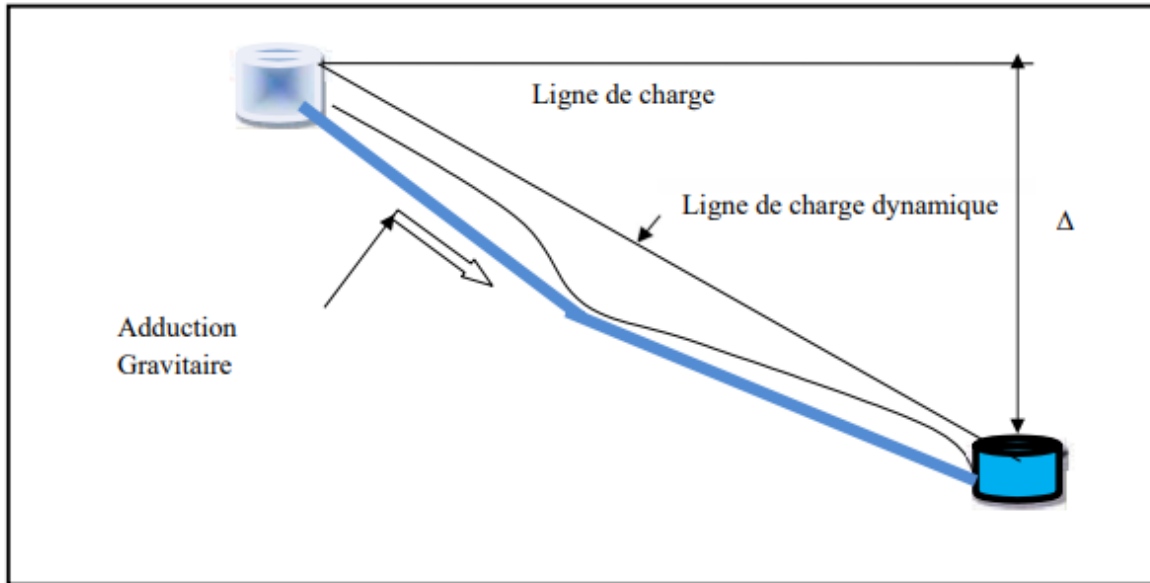


Figure 1-5. Adduction gravitaire [14]

- **Adduction mixte** : Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas (*Figure 1-6*), on parle ici d'adduction mixte.

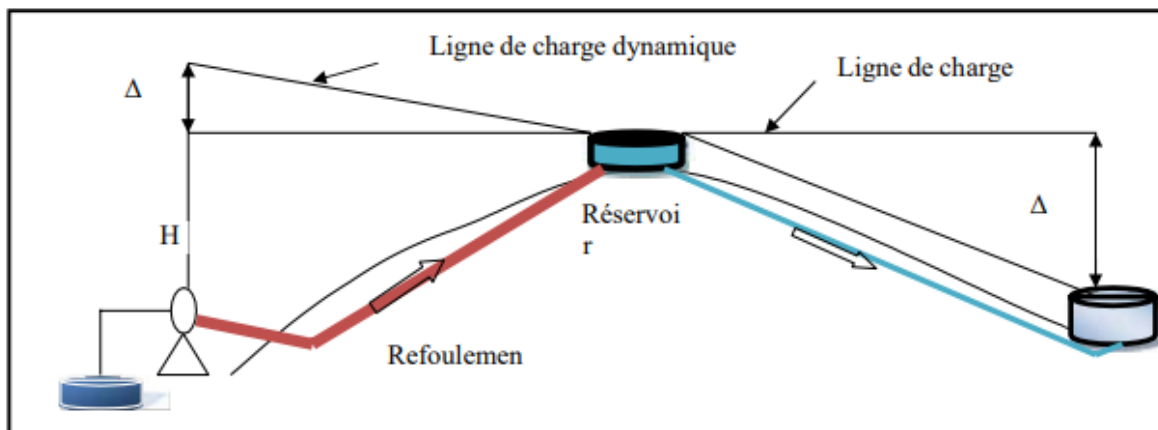


Figure 1-6. Adduction mixte refoulement-gravitaire [14]

1.4.3.2 Tracé en plan

Le tracé en plan est la projection horizontale de l'axe d'une infrastructure, comme une route, sur un plan. Il représente la disposition générale de cette infrastructure vue de dessus. Ce tracé inclut des alignements droits, des arcs de cercle et des courbes de raccordement, et il est

essentiel pour la conception et la construction, car il permet de visualiser et de planifier les éléments géométriques nécessaires pour assurer la sécurité, le confort et l'efficacité de l'infrastructure [4].

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 [15].

1.4.3.3 Profil en long

Le profil en long est une représentation graphique des variations d'altitude le long d'une infrastructure, comme une route, un canal, montrant les pentes et les dénivelées sur toute sa longueur [4].

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 objectifs suivants [15] :

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative au 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 [15].

1.4.3.4 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 (1.2) et (1.3) [10].

$$h_{\min} \geq 0,50 \text{ m} + D_{\text{ex}} \quad (1.2)$$

$$l_{\min} \geq 0,40 \text{ m} + D_{\text{ex}} \quad (1.3)$$

- D_{ex} : Diamètre extérieur de la conduite
- h_{\min} : profondeur minimale
- l_{\min} : largeur minimale

La **Figure 1-7** présente le profil en travers d'une conduite d'adduction.

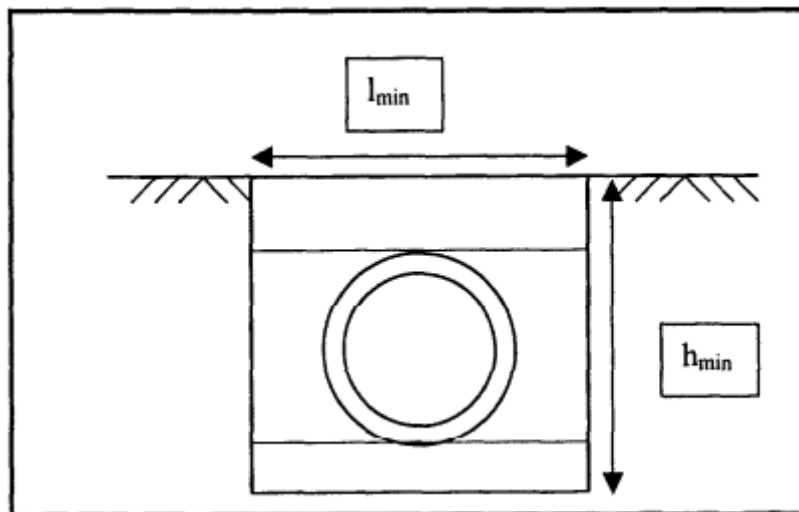


Figure 1-7. Profil en travers d'une conduite [15]

De façon pratique les profondeurs de la tranchée seront comprises entre 0,80 et 5,00 m et une moyenne de 1,0m. 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) [15].

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 [15].

1.4.4 Réservoirs d'eau potable

Le réservoir est un ouvrage destiné à entreposer l'eau, et joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés et celui fourni par l'adduction. Il permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie [4].

1.4.4.1 Rôle des réservoirs

Le rôle du réservoir est de [12] :

- Emmagasiner de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

1.4.4.2 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon différents critères, tels que [12]:

- **Le matériel utilisé**
 - Réservoir métallique

- Réservoir en maçonnerie
- Réservoir en béton
- **La disposition**
 - Réservoir au sol
 - Réservoir surélevé (châteaux d'eau)
 - Réservoir semi enterré
 - Réservoir enterré
- **L'usage**
 - Réservoir d'accumulation
 - Réservoir d'équilibre
 - Réservoir de traitement
- **La forme**
 - Réservoir cylindrique
 - Réservoir rectangulaire
 - Réservoir sphérique.

1.4.4.3 Principe de fonctionnement

Un réservoir d'eau potable stocke l'eau captée et pompée à partir de sources naturelles, la traite pour éliminer les impuretés, puis la distribue aux consommateurs via un réseau de canalisations. Il assure une réserve d'eau pour répondre aux variations de la demande et maintient une pression constante dans le réseau grâce à des dispositifs de régulation (interrupteurs à flotteur, vannes de régulation, clapets anti-retour, ventouses, soupapes de sécurité). La gravité est souvent utilisée pour faciliter la distribution, surtout si le réservoir est situé en hauteur, garantissant ainsi une alimentation continue et fiable en eau potable [16].

1.4.4.4 Exigences techniques

Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs sont [17]:

- **La durabilité** : Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.
- **Etanchéité** : paramètre essentielle d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière, ou autres contaminations extérieures.

- **Résistance** : le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.
- **Entretien de l'ouvrage** : les doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.

1.4.4.5 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir doit concilier deux contraintes [15] :

- 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.

1.4.4.6 Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de compartiments pour accomplir leurs fonctions convenablement, ces équipements sont [17]:

- Conduite d'arrivée ou d'adduction ;
- Conduite de départ ou de distribution. ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite du trop-plein ;
- Conduit by-pass ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie

1.4.5 Réseaux de distribution

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles [4].

Quatre exigences sont recherchées [15]:

- 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

1.4.6 Structure des réseaux

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont : les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir. Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux : réseaux ramifiés et réseaux maillés [11].

a. Réseau ramifié :

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

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être **économique**, mais **il manque de sécurité** (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau [11]). La *Figure 1-8* illustre ce type de réseau.

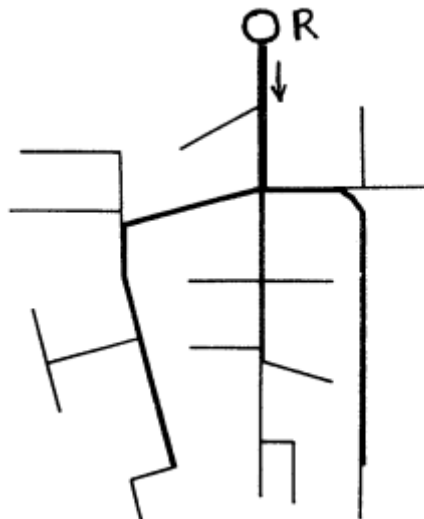


Figure 1-8. Réseau ramifié [12]

b. Réseau maillé :

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de

retour (*Figure 1-9*). Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications [11].

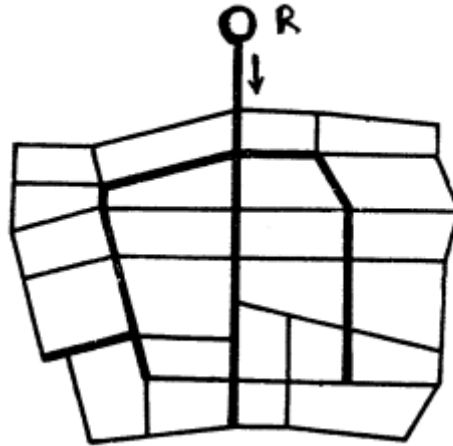


Figure 1-9. Réseau maillé [12]

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

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux [12] :

- **Réseau mixte**, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- **Réseaux étagés**, dans le cas où la topographie est très tourmentée (exemple : le réseau de distribution du Grand Tunis).
- **Réseaux à alimentations distinctes** : réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable (exemple : la ville de Paris).

En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

1.4.7 Le tracé du réseau de distribution

Le tracé du réseau de distribution désigne la disposition et l'organisation des canalisations et infrastructures nécessaires pour acheminer l'eau potable de la source jusqu'aux consommateurs.

1.4.7.1 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 [15]:

- 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.

1.4.7.2 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 [15].

1.5 Modélisation hydraulique d'un réseau d'AEP

La modélisation hydraulique des réseaux d'alimentation en eau potable (AEP) est une technique essentielle en ingénierie pour concevoir, analyser et optimiser les systèmes hydrauliques tels que les réseaux d'approvisionnement en eau, les rivières, et les infrastructures fluviales.

1.5.1 Principes de base

La modélisation hydraulique consiste à représenter mathématiquement le comportement de l'eau dans un réseau de conduites. Cela inclut le calcul des débits, des pressions, et des pertes de charge dans les différentes sections du réseau. Les principaux éléments d'un réseau d'AEP comprennent :

- **Réservoirs** : Stockent l'eau et maintiennent la pression dans le réseau.
- **Conduites** : Transportent l'eau des réservoirs aux consommateurs.

- **Pompes** : Augmentent la pression pour permettre à l'eau de circuler dans le réseau.
- **Vannes** : Contrôlent le débit et la pression dans différentes parties du réseau.

1.5.2 Hydraulique des réseaux

Les calculs hydrauliques sont basés sur des équations fondamentales telles que l'équation de continuité et l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge, dues à la friction et aux singularités (coudes, tés, etc.), sont calculées à l'aide de formules comme celles de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-Manning [18].

1.5.3 Logiciels de modélisation

Plusieurs logiciels sont utilisés pour la modélisation des réseaux d'AEP :

- **EPANET** : Gratuit et largement utilisé, il permet de simuler les débits, les pressions, et la qualité de l'eau dans les réseaux sous pression [18].
- **WaterCAD** : Payant, il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation hydraulique et la gestion de la qualité de l'eau [19].
- **GHydraulics** : Intégré à QGIS, il utilise l'algorithme d'EPANET pour l'analyse hydraulique [19].
- **ProNET Water Network Analysis** : Extension pour AutoCAD Civil 3D, il permet une analyse détaillée des réseaux [19].
- **Porteau** : Gratuit, développé par l'Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture (IRSTEA), il aide au dimensionnement et à la gestion des réseaux [19].

1.5.4 Applications pratiques

La modélisation hydraulique est utilisée pour :

- **Dimensionner les réseaux** : Assurer que les conduites et les équipements sont correctement dimensionnés pour répondre à la demande en eau.
- **Analyser les performances** : Identifier les zones de basse pression ou de débit insuffisant.
- **Optimiser la gestion** : Planifier les opérations de maintenance et les extensions du réseau.
- **Simuler des scénarios** : Prévoir l'impact des nouvelles constructions ou des changements dans la consommation d'eau.

1.5.5 Étapes de la modélisation

La modélisation d'un réseau passe par les étapes suivantes :

- **Collecte des données** : Plans du réseau, caractéristiques des conduites, données de consommation.
- **Schématisation du Réseau** : Représentation graphique du réseau avec tous ses composants.
- **Calage du Modèle** : Ajustement des paramètres du modèle pour qu'il reflète fidèlement le comportement réel du réseau.
- **Simulation** : Exécution des calculs pour obtenir les débits, pressions, et autres paramètres.
- **Analyse des Résultats** : Interprétation des résultats pour prendre des décisions éclairées.

1.6 Analyse des réseaux d'approvisionnement en eau potable

Pour assurer une distribution efficace et fiable de l'eau, l'analyse des réseaux d'approvisionnement en eau est cruciale. Elle nécessite une approche multidisciplinaire intégrant des aspects techniques, environnementaux et socio-économiques. Une gestion efficace permet non seulement d'assurer un approvisionnement constant en eau potable mais aussi de préserver cette ressource précieuse pour les générations futures.

1.6.1 Objectifs de l'analyse

Les objectifs de l'analyse sont :

- Identifier les points faibles du réseau, comme les fuites, les pertes de pression, et les zones de contamination potentielle ;
- Améliorer l'efficacité opérationnelle et réduire les coûts de maintenance et d'exploitation ;
- Garantir que l'eau distribuée respecte les normes de qualité et de sécurité.

1.6.2 Méthodes d'analyse

- **Collecte des données** : Recueillir des informations sur les débits, les pressions et la qualité de l'eau à différents points du réseau.
- **Modélisation hydraulique** : Utiliser des logiciels pour simuler le comportement du réseau sous diverses conditions et scénarios.

- Surveillance continue : Installer des capteurs pour un suivi en temps réel des paramètres critiques comme la pression et la qualité de l'eau [20].

1.6.3 Applications pratiques

- Détection des fuites : localiser et réparer rapidement les fuites pour minimiser les pertes d'eau.
- Gestion des ressources : planifier les interventions et les investissements nécessaires pour maintenir et améliorer le réseau.
- Prévention des risques : identifier les zones à risque de contamination et mettre en place des mesures de protection [16].

1.7 Service public de l'eau potable

Le service public de l'eau potable assure la production, le transport, le stockage et la distribution de l'eau destinée à la consommation humaine. Il s'agit d'un service public industriel et commercial, ce qui signifie qu'il fonctionne selon des principes de gestion similaires à ceux des entreprises privées, mais avec une mission de service public [21].

Les réseaux d'eau sont constitués d'ouvrages de captages, stockage, distribution d'eau potable, qui constituent un patrimoine qu'il faut entretenir régulièrement pour assurer quotidiennement les fonctions des services d'eau, mais qu'il faut également renouveler périodiquement, pour assurer la continuité des services sur le long terme. A chacune de ces activités correspondent deux grandes catégories de prestations à effectuer, qui sont indispensables au bon fonctionnement du service [22]:

- **L'investissement** : pour le financement et la mise en place de nouvelles infrastructures et la gestion du patrimoine.
- **L'exploitation et la maintenance** : L'exploitation consiste à faire fonctionner les infrastructures de pompage, de traitement, de stockage et de distribution, à gérer la clientèle (relèves de compteurs, réponses aux doléances ...) ou encore à assurer une veille permanente (analyses, réglages, vérifications, astreintes). Un service d'eau potable est un système à trois composantes avec en amont la ressource en eau, puis le service d'eau proprement dit qui comprend un certain nombre de fonctions techniques (production, distribution), administratives (facturation) et en aval des abonnés les consommateurs d'eau (*Figure 1-10*) [22].

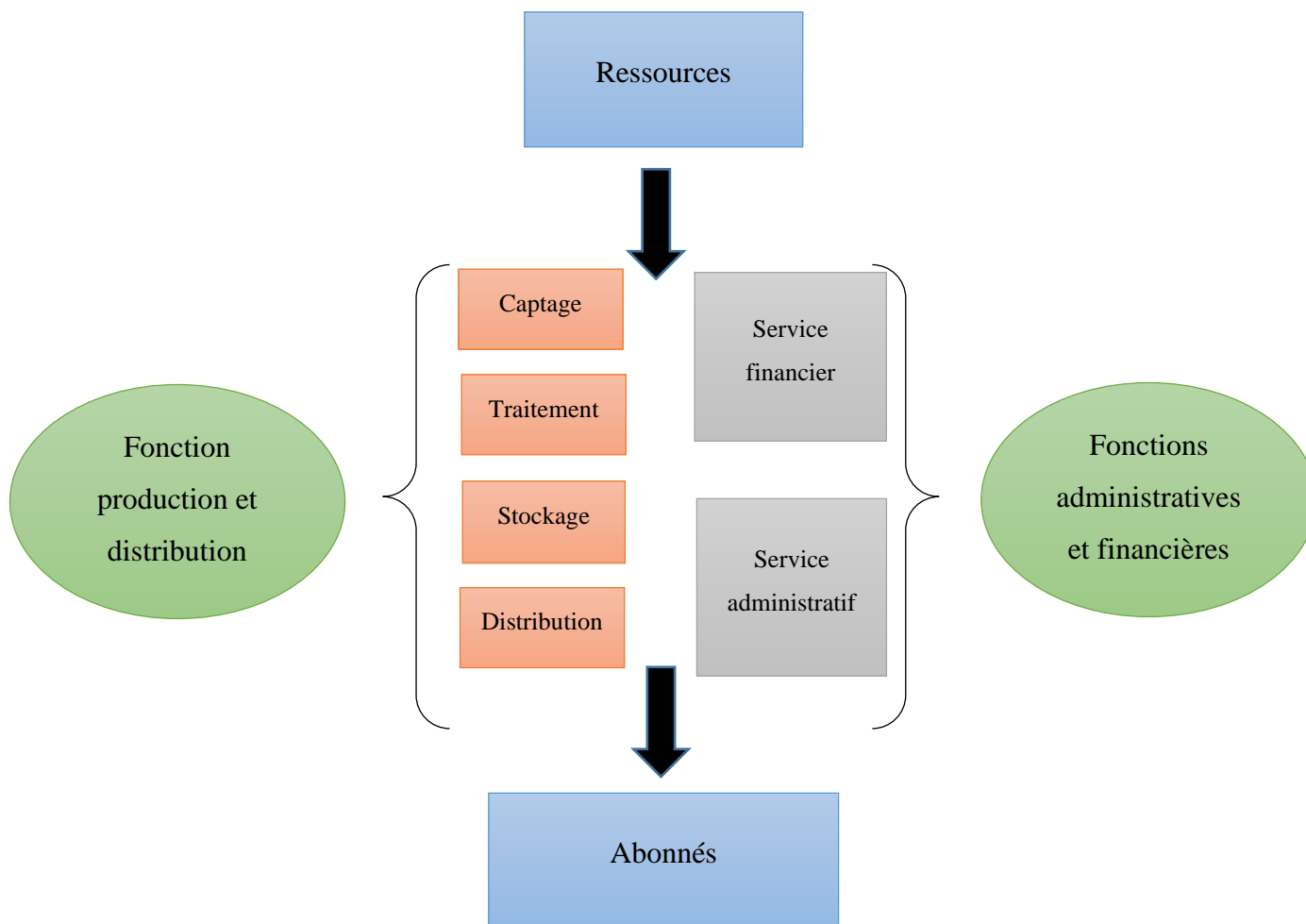


Figure 1-10. Le schéma des services d'eau potable

En République Démocratique du Congo, le réseau d'eau potable est géré par la Régie de Distribution d'Eau (REGIDESO).

1.7.1 Présentation et historique de la REGIDESO

La régie de distribution d'eau, REGIDESO en sigle, est l'entité publique responsable de la gestion de l'eau potable en RDC. Fondée pour répondre aux besoins croissants en eau des populations urbaines, la REGIDESO a pour mission principale de produire, traiter et distribuer de l'eau. Fondée pour répondre aux besoins croissants en eau des populations urbaines, la REGIDESO a pour mission principale de produire, traiter et distribuer de l'eau potable dans plusieurs grandes villes, notamment Kinshasa, Lubumbashi, et d'autres centres urbains [4].

Le logo de la REGIDESO est représenté par la *Figure 1-11*.



Figure 1-11. Logo de la REGIDESO [23].

1.7.1.1 Missions principales

La REGIDESO a pour missions principales :

- Assurer l’approvisionnement en eau potable de qualité et en quantité suffisante pour les populations urbaines et rurales.
- Construire, maintenir et moderniser les réseaux de distribution d'eau
- Informer la population sur l'importance de l'eau potable et des pratiques d'hygiène.

1.7.1.2 . Historique de la REGIDESO

a. Création :

La REGIDESO a été créée en 1933 par un arrêté royal belge pour gérer l’exploitation et la distribution de l’eau dans les principales villes de l’époque, telles que Boma, Matadi et Mbandaka [23].

b. Evolution :

Après l’indépendance, la REGIDESO a continué à fonctionner comme un service public. Cependant, elle a dû faire face à des défis liés à la gestion et au financement. Dans les années 1970-1980, la crise économique et politique a eu un impact négatif sur les services publics, y compris ceux de la REGIDESO. Les infrastructures ont commencé à se détériorer, entraînant une inégalité d'accès à l'eau potable. Au fil des décennies, la REGIDESO a étendu ses services à travers tout le pays, devenant une entreprise publique autonome sous la tutelle du ministère de l’Energie et du Portefeuille [4].

c. Modernisation

En 2020, un plan de redressement a été élaboré pour moderniser et améliorer les performances de l’entreprise, en réponse aux défis financiers et opérationnels [4].

d. Défis actuels

Les défis auxquels la REGIDESO fait face sont [24] :

- **Infrastructures Vieillissantes** : La REGIDESO fait face à des défis majeurs liés à des infrastructures vieillissantes et à une gestion souvent complexe.
- **Accès à l'Eau** : Malgré les progrès réalisés, une partie significative de la population congolaise n'a pas accès à une eau potable fiable

La REGIDESO joue un rôle essentiel dans la fourniture d'eau potable en RDC. Pour relever les défis actuels, elle doit continuer à mettre en œuvre des réformes, attirer des investissements et établir des partenariats solides.

1.8 Conclusion partielle

Ce chapitre a traité des généralités sur l'approvisionnement en eau potable. Il y a aussi été question de présenter les origines des eaux, de comprendre les composantes essentielles du réseau d'approvisionnement, d'introduire la modélisation hydraulique et l'analyse des réseaux d'approvisionnement en eau potable qui font l'objet de cette étude et de définir le service public de l'eau potable.

Chapitre 2 Méthodologie de recherche

2.1 Introduction

Dans le présent chapitre nous présentons la méthodologie utilisée dans ce travail de recherche. Nous présentons l'approche de détermination de l'estimation des besoins en eau en tenant compte de la population à desservir, ainsi que l'approche de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP). La dernière section est consacrée à la présentation de l'approche de modélisation du réseau passant par la présentation du logiciel EPANET que nous avons utilisé pour cette modélisation. Cependant, nous présentons d'abord la zone d'étude et quelques caractéristiques du réseau existant qui nous ont permis de porter le choix sur le type de réseau retenu pour ce travail.

2.2 Présentation de la zone d'étude

L'étude du milieu physique est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude et les facteurs qui influent sur la conception d'un projet d'AEP [17]. Sont présentées dans cette section, les situations géographique et démographique du quartier Virunga ainsi que les caractéristiques du réseau d'AEP existant.

2.3 Situation géographique

Le quartier Virunga est situé dans la ville de Goma, qui se trouve dans la province du Nord-Kivu, à l'Est de la RDC. Il est l'un des dix-huit quartiers de Goma, une ville construite sur d'anciennes coulées de lave issues des éruptions volcaniques [4].

Il est limité :

- Au Nord par le quartier Majengo ;
- A l'Est par l'aéroport international de Goma ;
- A l'Ouest par la route kilomètre témoin ;
- Au Sud par le quartier Murara

2.3.1 Situation démographique

Pour sécuriser la couverture des besoins en eaux, il est nécessaire d'estimer la croissance démographique et de connaître l'évolution de la consommation par habitant. Les projections

d'augmentation de la population tiennent compte de deux scénarios : la croissance faible et la croissance élevée [6].

Le quartier Virunga, situé dans la ville de Goma, est l'un des quartiers les plus emblématiques de la région, il est densément peuplé, ce qui augmente la demande en services d'AEP. La croissance rapide de la population a conduit à une urbanisation informelle, avec des infrastructures souvent insuffisantes. Cependant, le nombre exact d'habitants peut varier en fonction des sources [4].

D'après le dernier recensement du premier trimestre 2024, qui a été effectué par la chefferie du quartier Virunga, la population de ce quartier est estimée à **26 709 habitants** [25].

Le

Tableau 2-1 représente la population de ce quartier pour le premier trimestre 2024 soit du 1^{er} Janvier au 31 Mars 2024.

Tableau 2-1. Population du quartier Virunga 1^{er} trimestre 2024 [25]

N°	AVENUES	H	F	G	F	TOTAL	MÉNAGES
A. CELLULE VIRUNGA NORD							
1.	AV. MULAMBA	635	515	601	705	2456	430
2.	AV. POTOPOTO	211	261	568	410	1450	523
3.	AV. PIC-BŒUF	218	232	211	332	993	123
	S/TOTAL 1	1064	1008	1380	1447	4899	1076
B. CELLULE VIRUNGA CENTRE							
1.	AV. DES AVIATEURS	644	371	488	433	1936	184
2.	AV. MONIGI	298	258	207	209	972	156
3.	AV. KIBATI	679	93	91	121	984	34
4.	AV. IDJUI	83	187	84	121	475	37
5.	AV. DES ALYSEES	304	226	141	162	833	134
6.	AV. SEMULIKI	119	114	141	158	532	69
7.	AV. DE SPORT	135	118	69	97	419	28
8.	AV. DU PARC	849	106	94	102	1151	26
9.	AV. NYIRAGONGO	229	155	141	148	673	88
	S/TOTAL 2	3340	1628	1456	1551	7975	756
C. CELLULE KIMBANGU							
1.	AV. MUSINDUSI	235	204	262	193	894	284
2.	AV. DE LA LAVE	312	362	322	168	1164	252
3.	AV. OSSO1	279	464	284	323	1350	203
4.	AV. KINDU1	277	507	207	267	1258	148
5.	AV. SABINYO	190	323	216	995	1724	
6.	AV. BUHIMBA	324	268	361	292	1245	
	S/TOTAL 3	1617	2128	1652	2238	7635	887

D. CELLULE VIRUNGA SUD							
1.	AV. COIN DU MARCHE	415	433	306	389	1543	143
2.	AV. MUTEBERWA	537	536	374	403	1850	145
3.	AV. BIGARUKA	772	333	320	284	1709	234
4.	AV. KAGEPHAR	285	284	243	286	1098	201
	S/TOTAL 4	2009	1586	1243	1362	6200	723
	TOTAL GENERAL	8030	6350	5731	6598	26709	3442

2.3.2 Caractéristiques du réseau d’approvisionnement en eau existant

Le réseau d’AEP existant du quartier Virunga présente plusieurs caractéristiques importantes. La description de ces caractéristiques est donnée dans les sections suivantes.

2.3.2.1 Ressource hydraulique

La source d’eau de surface qui alimente le quartier Virunga est le lac Kivu. La qualité de l’eau est régulièrement contrôlée pour s’assurer qu’elle est conforme aux normes de potabilité de l’OMS [26].

2.3.2.2 Station de captage [26]

Selon les besoins en eau de la population de Goma et de ses environs, la REGIDESO-GOMA possède cinq stations de captage d’eau du lac Kivu, source d’eau la plus proche de la ville. Ces stations de captage sont réparties selon les descriptions données dans le *Tableau 2-2* :

Tableau 2-2. Stations de captage de la ville de Goma

<i>Stations</i>	<i>Quartiers desservis</i>	<i>Référence</i>
Lac I	Birere et Katindo	Av. Constant NDIMA
Lac II	Mabanga, Katindo, Virunga, Birere, Katindo...	Av. Constant NDIMA
Station turquoise	Q. les volcans, Majengo, Kasika et une partie du territoire de Nyiragongo	Grande barriere, Av. la Corniche
Station Fatshi	Himbi et Kyeshero	Plage du peuple
Station Sotraki	Kyeshero, Mugunga et une partie du quartier Virunga	Usine de café SOTRAKI

Le quartier Virunga étant principalement alimenté par la station Lac II, nous nous basons sur cette station. Le captage étant la première opération d'un projet d'AEP, la pompe est directement reliée à la source (lac Kivu) par des tuyaux allant jusqu'à 8m de profondeur et ceux-ci comportent des crépines pour que les débris solides n'atteignent pas la pompe et des clapets anti-retour pour que l'eau ne puisse pas retourner au lac. La **Figure 2-1** illustre cette caractéristique.



Figure 2-1. Station de captage Lac II [26]

La salle de machines est constituée de deux groupes motopompes qui servent à aspirer et à refouler de l'eau grâce à de l'énergie électrique moyenne tension, le refoulement peut être direct i.e. vers les usagers ou soit vers le réservoir de stockage. Une pompe possède un débit de $240\text{m}^3/\text{h}$ avec un refoulement pouvant aller jusqu'à 200m d'altitude. Les moteurs (200kW) sont électriques asynchrones à démarrage étoile-triangle. Cette salle est représentée par la **Figure 2-2**:



Figure 2-2. Salle des machines [26]

La salle de Chloration, est une salle intermédiaire entre la salle des machines et les conduites de refoulement. Elle est composée d'un réservoir de 1m^3 appelé bac de chloration et d'un agitateur mécanique. Dans cette salle on effectue deux préparations par jour (matin et soir) à raison de 22kg de chlorure pour 1000litres que l'on mélange pendant 45 minutes et qui seront injectées via une pompe au niveau du tuyau de refoulement. Selon l'OMS, la teneur de chlore dans l'eau chez le dernier consommateur doit être comprise entre 2,1 et 2,5g/l.

2.3.2.3 Adduction

Le quartier Virunga est alimenté directement à partir de la station de pompage (de dessablement) des eaux du lac Kivu. Les conduites d'adduction sont en fonte ductile (DCI) de diamètre nominal de 300millimetres (DN300) et de pression nominale de 10 bars (PN 10) [27].

2.3.2.4 Station de traitement

Avant d'être distribuée, l'eau subit plusieurs étapes de traitement incluant la filtration, la désinfection (souvent par chloration), et parfois des traitements supplémentaires pour enlever des contaminants spécifiques [27].

2.3.2.5 Ouvrages de stockage

Les quartiers alimentés par les réservoirs de Bushara sont Virunga, Birere, Mabanga, Kyeshero et une partie du territoire de Nyiragongo. Ce site de Bushara contient 3 réservoirs dont deux en

forme circulaire de 700m³ chacun de capacité qui sont fonctionnels et un réservoir cubique de 5000m³ qui n'est pas fonctionnel. La maintenance est faite deux fois l'an [26]. L'un des réservoirs du Bushara peut être représenté par la *Figure 2-3* :



Figure 2-3. l'un des reservoirs circulaires de Bushara [27]

2.3.2.6 Réseau de distribution

Le réseau de distribution du quartier Virunga (*Figure 2-4*) comprend des conduites avec des caractéristiques suivantes [27] :

- PE 100, DN 100
- PE 100, DN 200
- UPVC, DN 100, PN 10
- UPVC, DN 150, PN 10

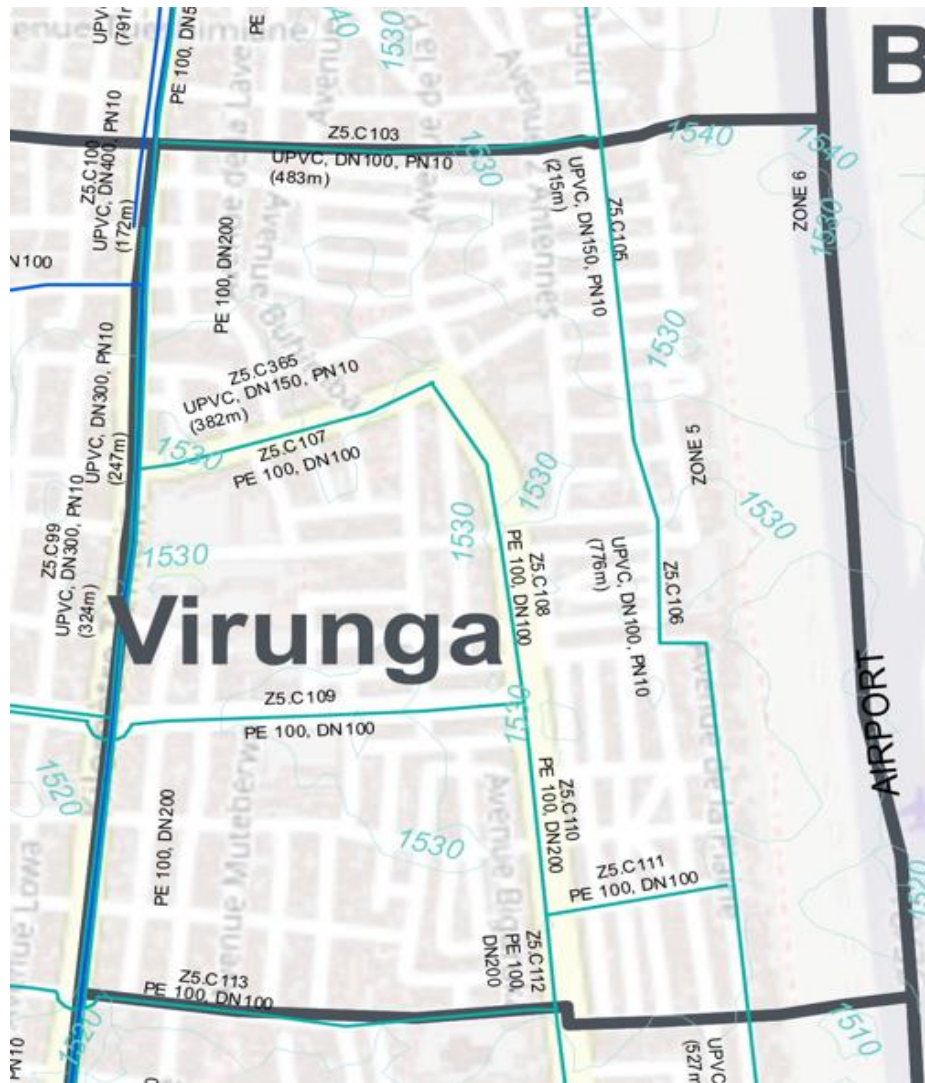


Figure 2-4. Carte du reseau du quartier Virunga [27]

2.3.2.7 Vulnérabilité des infrastructures de la REGIDESO [28]

Les figures *Figure 2-5*, *Figure 2-6* et *Figure 2-7* montrent le niveau de vulnérabilité intrinsèque des infrastructures de la REGIDESO. Cette vulnérabilité est une expression de la capacité de ces infrastructures à réaliser les fonctions pour lesquelles elles ont été conçues, c'est-à-dire à fournir les services attendus d'elles.

La carte de la *Figure 2-5* présente quatre niveaux de vulnérabilité pour les stations de captage, les stations de pompage et les réservoirs de la REGIDESO. La gradation de la couleur rouge suivant le niveau de vulnérabilité permet le classement de ces stations et réservoirs. La station la plus vulnérable est celle de Relais Tennis, tandis que celle du Mont Goma, du captage Lac Kivu, du captage Sotraki et le réservoir de Bushara sont les moins vulnérables.

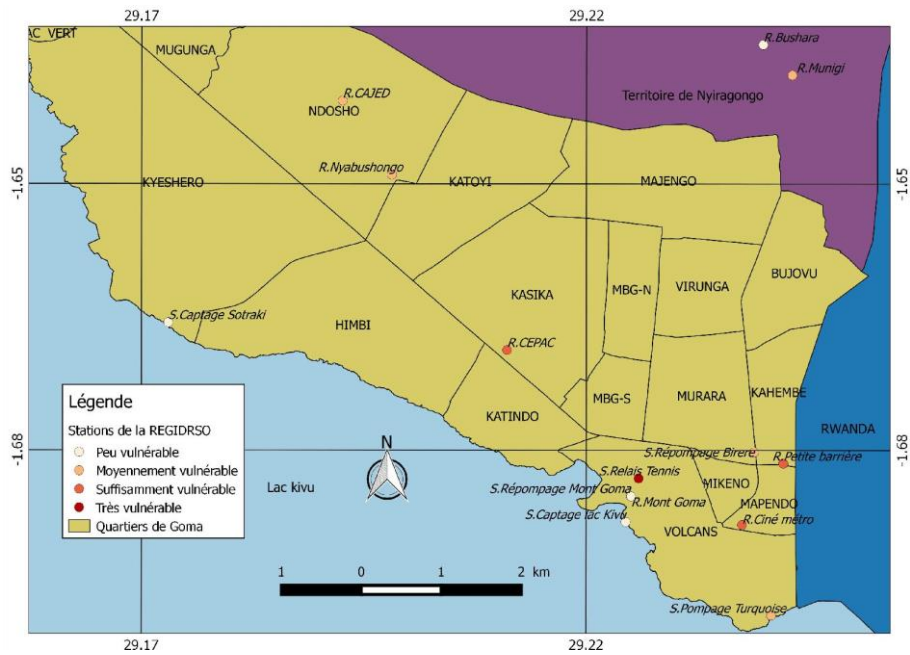


Figure 2-5. Vulnérabilité intrinsèque des stations de la REGIDRSO [28]

La carte de la **Figure 2-6** se base sur deux niveaux de vulnérabilité pour les conduites d'eau de la REGIDRSO. Ainsi, il apparaît que les conduites du nord de la ville sont les moins vulnérables.

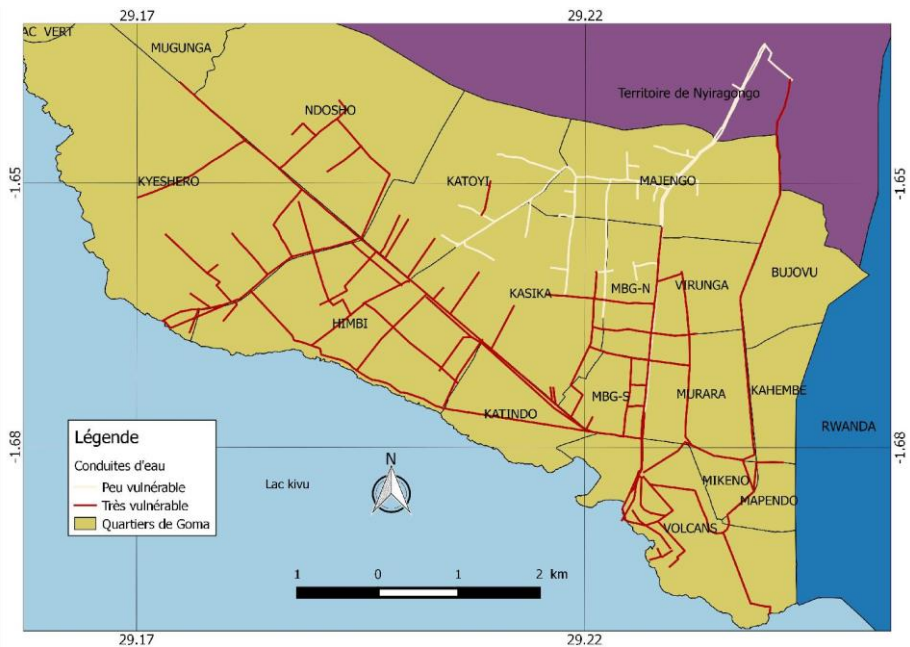


Figure 2-6. Vulnérabilité intrinsèque des conduites d'eau [28].

La carte de la **Figure 2-7** montre quatre niveaux de vulnérabilité pour les bornes fontaines. Les bornes fontaines « suffisamment vulnérables » sont nombreuses comparé aux autres classes et groupés principalement dans les quartiers Kahembe et Mapendo.

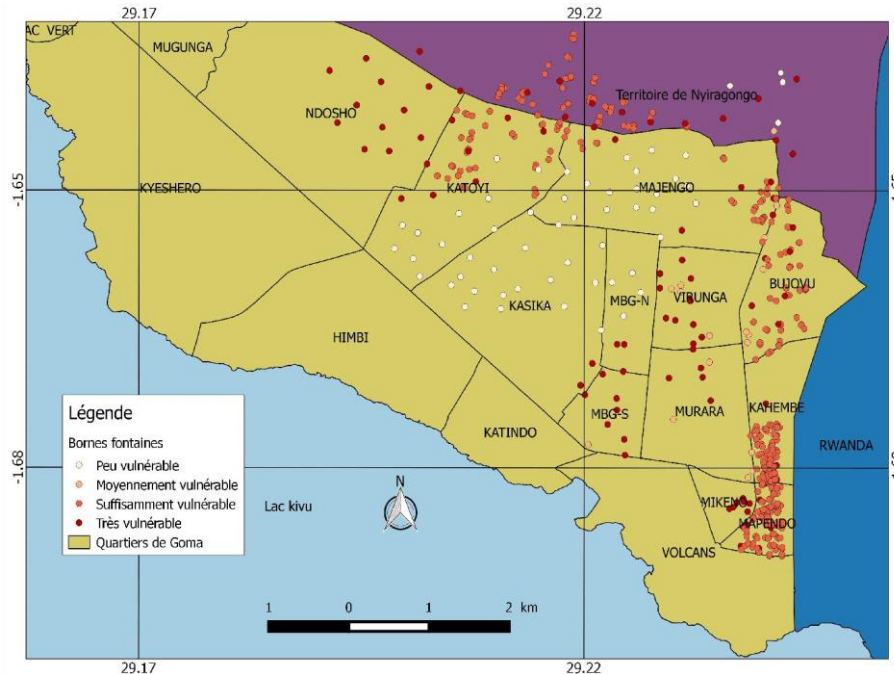


Figure 2-7. Vulnérabilité intrinsèque des bornes fontaines [28].

2.4 Approche d'estimation des besoins en eau

Les besoins en eau en milieu urbain correspondent à la quantité d'eau nécessaire pour satisfaire les besoins d'une population ou d'une activité pendant une période donnée [4].

Dans cette section nous présentons l'estimation de la population à desservir et l'estimation des besoins en eau potable en énumérant les différents types de besoins et en abordant les différentes variations de consommation.

2.4.1 Estimation de la population à desservir

Les ouvrages de génie civil qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la distribution et de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pendant une certaine période appelée *durée d'utilisation*. L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée ; ce qui n'est pas une tâche facile. Selon les besoins des prévisions, il existe

deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 5 à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 à 50 ans [29].

Connaissant le pourcentage de la croissance annuelle de la population de la RDC qui est de 3,4% d'après l'Institut National de la Statistique de la RDC, La population à l'horizon de l'année n , peut être évaluée approximativement par la formule de la progression géométrique suivante [29] :

$$P_n = P_1(1 + r)^n \quad (2.1)$$

Où :

n = nombre de périodes (en général années) pendant lesquelles il y a croissance géométrique ($t_n - t_1$)

r = taux de croissance de chaque période (exprimé sous forme décimale)

P_n : la population à l'horizon de l'année n

P_1 = population de base au temps t_1

2.4.2 Estimation des besoins en eau potable

Bien que, dans certains pays, quelques réglementations existent visant à fixer les demandes en eau potable, la quantification rigoureuse de ces demandes repose généralement sur des statistiques [30].

Les volumes et les débits d'eau de consommation, qui varient considérablement en fonction des conditions locales, reflètent en général le niveau de vie des habitants d'une localité. Pour une municipalité donnée, la *consommation totale d'eau* comprend : l'eau distribuée pour la consommation domestique ; l'eau fournie aux commerces et aux entreprises ; l'eau utilisée à des fins publiques (nettoyage des rues et lutte contre les incendies) [29].

2.4.2.1 Types de besoins en eau

Les différents types de besoins en eau sont [29]:

- Besoins en eau domestiques ;
- Besoins en eau industriels ;
- Besoins en eau sanitaires ;
- Besoins des équipements.

Pour notre étude, nous prendrons en compte seulement les besoins domestiques, n'ayant pas d'informations exactes sur les autres types de besoins dans cette zone.

Ainsi donc, l'eau employée pour la consommation domestique comprend la totalité de l'eau utilisée dans les résidences pour des usages aussi variés que l'hygiène personnelle, lessive et l'arrosage des pelouses, on ajoute souvent à cette consommation, l'eau fournie aux petits commerces. La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab.). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs : le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, etc...

Citons à ce propos, selon les recommandations de l'Organisation mondiale de la Santé (OMS) la quantité minimale d'eau est fixée à 50l/jour/hab. [2]. Cependant, nous considérons une dotation de 100l/j/hab. pour l'horizon de notre étude.

2.4.2.2 Différents types de consommations [11]

Les différents types de consommations sont :

a. Consommation moyenne journalière

La consommation journalière moyenne totale pour une agglomération est donnée par la formule (2.2) suivante :

$$Q_j^{moy} = P_n \times C \quad (2.2)$$

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

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers, ceci pour compenser les fuites qui sont généralement dues à plusieurs facteurs tels que le type des conduites, nature de terrain, la qualité de réalisation, l'entretien, etc. [17].

b. Consommation maximale journalière

C'est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction et le réservoir. Nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera

la moyenne de consommation, Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté Q_j^{max} . Ainsi nous pouvons écrire par la formule (2.3) :

$$Q_j^{max} = k_{max.j} \times Q_j^{moy} \quad (2.3)$$

Avec :

Q_j^{max} : consommation maximale journalière [m3/j]

Q_j^{moy} : consommation journalière moyenne majorée[m3/j]

$k_{max.j}$: coefficient d'irrégularité journalière compris entre 1,10 et 1,30

Pour notre travail, on prendra $k_{max.j}$ égale à 1,3.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10 à 30%.

c. Consommation minimale journalière

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de la surpression. Nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min.j}$. Ainsi nous pouvons écrire par la formule (2.4) :

$$Q_j^{min} = Q_h^{moy} \times K_{min.j} \quad (2.4)$$

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale pris entre 0,7 et 0,9

On prendra $K_{min.j}= 0,7$

d. Consommation maximale horaire

Le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière on la caractérise par le coefficient d'irrégularité $k_{max.h}$, tel qu'illustrée par l'équation (2.5) :

$$Q_h^{max} = K_{max.h} \times \frac{Q_j^{max}}{24} \quad (2.5)$$

Avec :

Q_h^{max} : Débit maximum horaire[m3/h]

Q_j^{max} : Débit maximum journalier (m³ /j)

$K_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire donnée par la formule (2.6)

$$K_{max.h} = \alpha \times \beta \quad (2.6)$$

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

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

Tableau 2-3 :

Tableau 2-3. Valeur du coefficient β [22]

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

2.5 Approche de dimensionnement du réseau d'adduction

L'adduction étant définie comme l'ensemble des techniques permettant d'acheminer l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution [4].

Les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction sont les caractéristiques propres du site de prélèvement qui concernent les variations des débits minimal et maximal, les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification, l'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement et de profil en long du terrain naturel [11].

2.5.1 Choix du type de conduites

Le choix du type des conduites repose sur certains critères qu'on doit autant que possible respecter, à savoir [17]:

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;

- Les pertes de charges ;
- La disponibilité sur le marché ;
- Résistance aux attaques chimique ;
- La nature du terrain ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Dans ce travail, nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont économiques que celles en fonte déjà utilisées et vu les avantages qu'elles présentent [17]:

- Résistance à la température de l'eau limitée (supérieure à 20°C et 40°C) ;
- Longue durée de vie (durée de vie théorique : 50 ans) ;
- Résistance aux rayons de soleil ;
- Haut coefficient de dilatation ;
- Résistants au phénomène de corrosion ;
- Ductilité et flexibilité (résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain, il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction) ;
- Du point de vue environnemental, il est recyclable ;
- Elle facilite et économise la phase d'exécution de l'ouvrage ;
- Résistance au coup de bélier ;
- Résistance à une pression de 25 bars.

La **Figure 2-8** donne un aperçu sur les tuyaux en PEHD.



Figure 2-8. Tuyaux en PEHD [17]

2.5.2 Etude technico-économique des diamètres de refoulement [17]

Le transport de l'eau constitue un investissement considérable généralement. On doit alors examiner toutes les options possibles sur les plans technique et financier.

Le lien économique entre les stations de pompes et les conduites de refoulement nous impose de choisir notre diamètre tout en faisant un compromis entre les tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement croissent avec le diamètre ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges.

2.5.2.1 Calcul du diamètre économique

On dispose de deux corrélations, la corrélation (2.7) établie par BRESS et la corrélation (2.8) établie par BONNIN, qui permettent l'approximation de ce diamètre économique :

$$D = \sqrt{Q} \quad (2.7)$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (2.8)$$

Avec :

D : le diamètre économique de la conduite en m

Q : le débit véhiculé dans la conduite en m³/s

On prendra tous les diamètres compris entre BRESS et BONNIN, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0,6 m/s et 1,5m/s.

2.5.2.2 Calcul de la vitesse

La relation (2.9) détermine la vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 \times Q}{D^2 \times \pi} \quad (2.9)$$

Avec :

V : la vitesse d'écoulement en m/s

D : le diamètre de la conduite en m

Q : le débit véhiculé dans la conduite en m³/s

2.5.3 Calcul des pertes de charge [11]

Il existe deux types de pertes de charge :

- **Perte de charge linéaire** (ou répartie sur toute la longueur de la conduite) : due aux frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.

- **Perte de charge singulière** (ou locale) : due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

2.5.3.1 Pertes de charge linéaires

Il existe plusieurs méthodes de calcul des pertes de charge linéaires dont celles d'Hazen-Williams et de Darcy-Weis Bach.

On définit la perte de charge linéaire ΔH_L (en m) par l'expression (2.10) universelle suivante (formule dite de Hazen-Williams) :

$$\Delta H_L = 10,67 \times L \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}} \quad (2.10)$$

Où :

- ΔH_L est la perte de charge (en m.c.e)
- L est la longueur totale de la conduite (en m)
- Q est le débit (en m³/s)
- D est le diamètre intérieur de la conduite (en m)

Les valeurs du coefficient de rugosité de Hazen-Williams se résument, selon différents matériaux, dans le *Tableau 2-4* :

Tableau 2-4. Valeurs du coefficient de rugosité en fonction [11]

Matériaux	C
Argile, acier riveté neuf	110
Bois, béton	120
Conduite très lisse	140
Fonte ou acier soudé, neuf	130
Fonte vieille, brique	100
Fonte ou acier très corrodée	80
Fonte ductile avec revêtement intérieur en mortier de ciment	140
Matière plastique (PVC, PE)	150

2.5.3.2 Pertes de charge singulières

Contrairement aux pertes de charge linéaires qui se produisent dans les conduites, les pertes de charge singulières sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les singularités. Dans le cas d'adduction, elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires et se traduisent par la formule (2.11) :

$$\Delta H_S = 0,1 \times \Delta H_L \quad (2.11)$$

Avec :

- ΔH_S : pertes de charge singulières (m)
- ΔH_L : pertes de charge linéaires (m)

Donc :

$$\Sigma \Delta H = 1,10 \times \Delta H_L \quad (2.12)$$

2.5.4 Caractéristiques des pompes [10]

Dans cette section, nous présentons les caractéristiques de la pompe, la hauteur manométrique totale, la hauteur nette d'aspiration, la puissance utile de la pompe.

2.5.4.1 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation (2.13):

$$HMT = H_g + \Sigma \Delta H \quad (2.13)$$

Avec H_g la hauteur géométrique

2.6 Approche de dimensionnement du réservoir de distribution

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage constituant les organes régulateurs de pression et de débit qui permettent de gérer les débits selon la demande entre le régime de production et le régime de consommation [4]. Dans cette section, nous déterminons les capacités théorique et pratique du réservoir ainsi que tous ses paramètres en fonction de l'approche d'estimation de la population et de l'approche des besoins en eau à l'horizon de l'étude.

2.6.1 Détermination de la capacité d'un réservoir [29]

La détermination de la capacité du réservoir est basée sur les besoins en eau journaliers maximaux, des variations horaires des débits de distribution et les heures. Elle dépend aussi de la différence entre la quantité d'eau fournie par la source et la quantité d'eau nécessaire à la consommation pour un intervalle de temps bien défini.

Selon la destination du réservoir, des coefficients horaires sont appliqués aux consommations pour tenir compte de variations horaires. Les coefficients horaires diffèrent suivant le milieu à desservir (milieu urbain ou milieu rural) sont présentées dans le *Tableau 2-5* et le *Tableau 2-6*.

Tableau 2-5. Coefficients horaires en milieu rural [29]

Période (h)	0 – 2	2 – 6	6 – 7	7 – 12	12 - 14	14 - 19	19 - 22	22 - 24
Coefficient	0	0,3	0,2	1,2	2,1	1,8	1	0,5

Tableau 2-6. Coefficients horaires en milieu urbain [29]

Période (h)	0 – 2	2 – 6	6 – 7	7 – 12	12 - 14	14 – 19	19 - 22	22 - 24
Coefficient	0	0,35	2,5	1,2	1,7	1,9	0,3	0,15

2.6.1.1 Calcul de la capacité théorique

Le calcul théorique est basé sur la répartition des débits en distribution qui diffère d'une agglomération à une autre. De cette raison, on se sert du débit moyen horaire ($Q_j \text{ max}$) qui est la valeur de consommation journalière en 24 heures. De plus, le calcul peut reposer sur les coefficients horaires estimés tenant compte des activités génératrices les plus pratiquées dans la zone du projet et le milieu à desservir. Les calculs se font en utilisant les formules (2.14),(2.15),(2.16),(2.17) et (2.18) suivantes :

$$Q_{s.p} = Q_{e.p} \times Ch \quad (2.14)$$

$$V_{s.p} = Q_{s.p} \times T \quad (2.15)$$

$$V_{s.c} = \sum V_{s.p} \quad (2.16)$$

$$V_{e.p} = Q_{e.p} \times T \quad (2.17)$$

$$V_{e.c} = \sum V_{e.p} \quad (2.18)$$

Avec :

- $Q_{e.p}$: débit entrant partiel (m^3/h);
- $Q_{s.p}$: Débit sortant partiel (m^3/h) ;
- T : Temps en heures (h) ;
- $V_{e.p}$: Volume entrant partiel (m^3) ;
- $V_{e.c}$: Volume entrant cumulé (m^3) ;
- $V_{s.p}$: Volume sortant partiel (m^3) ;
- $V_{s.c}$: Volume sortant cumulé (m^3) ;
- Ch : coefficient horaire.

La capacité théorique du réservoir est calculée par la formule (2.19) :

$$Cap. theorique = |Plus grand surplus| + |Plus grand deficit| \quad (2.19)$$

En pratique, la capacité pratique du réservoir est prise à 1,2 à 1,5 fois la capacité théorique, autrement dit par la formule (2.20) :

$$V_{pra} = (1,2 \text{ à } 1,5) \times V_{th} \quad (2.20)$$

L'autre facteur important qui influence la capacité du réservoir est la variation horaire de consommation suivant la catégorie des bénéficiaires soit la population villageoise ou citadine. Ainsi donc, à ce volume pratique du réservoir, on doit ajouter 60m³/h pendant 2 heures (soit 120m³/h) pour la défense contre l'incendie.

2.6.1.2 Choix de la forme et détermination des paramètres d'un réservoir

Les réservoirs couramment utilisés sont de forme circulaire, rectangulaire ou carré. Les réservoirs circulaires sont souvent recommandés car, ils résistent mieux aux déformations et ils sont moins coûteux. Après avoir calculé la capacité pratique du réservoir, on détermine les dimensions de l'ouvrage par la méthode de FONLLADOSA.

- **Calcul du diamètre intérieur** : Selon Patrice FONLLADOSA, le diamètre intérieur du réservoir est fonction du volume d'eau à retenir par la relation (2.21) :

$$D_{int} = 1,405 \sqrt[3]{V_{pra}} \quad (2.21)$$

Où :

D_{int} = diamètre intérieur du réservoir (m)

V_{pra} = Volume d'eau à retenir(m³)

- **Calcul de la hauteur utile** : Selon Patrice FONLLADOSA, le diamètre intérieur du réservoir est fonction du volume d'eau à retenir par la relation (2.22):

$$V_{pra} = S \times h = \left(\pi \frac{D_{int}^2}{4} \right) \times h \quad (2.22)$$

$$h_u = \frac{4V_{pra}}{\pi D_{int}^2} \quad (2.23)$$

Ou tout simplement la relation (2.24) d'après FONLLADOSA :

$$h_u = 0,46 \times D_{int} \quad (2.24)$$

- **La hauteur libre du réservoir (h_l)** : C'est la hauteur entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre 0,2 et 0,5m
- **La hauteur totale du réservoir** : La hauteur totale du réservoir est obtenue en ajoutant une hauteur libre qui varie de 0,2 à 0,5m à la hauteur utile. La formule (2.25) sera donc :

$$H = h_u + h_l \quad (2.25)$$

2.7 Approche de dimensionnement du réseau de distribution

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles [11].

2.7.1 Choix du type de réseau

Vus les avantages des réseaux maillés abordés dans la section 1.4.6, pour notre étude, le choix du réseau de distribution se porte donc sur un réseau maillé.

2.7.2 Hypothèses de calcul

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adduction, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales) [30].

2.7.2.1 Débit

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe). Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60\text{m}^3/\text{h}$ soit (17l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie [11].

2.7.2.2 Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre. La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,60 et 1,50m/s. Les vitesses inférieures à 0,60 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,50m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits. En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s [30].

2.7.2.3 Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes [11]:

- Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 40 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

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

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

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans les sous-sols, des groupes surpresseurs. Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution [11].

2.7.3 Principes de calcul

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers : réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne, ...) [10].

2.7.3.1 Débit en route [30]

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

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

Ce **débit en route**, supposé **uniformément réparti** sur toute la longueur du tronçon (*Figure 2-9*), est calculé **proportionnellement à la longueur** du tronçon en utilisant le **débit spécifique** Q_{sp} .

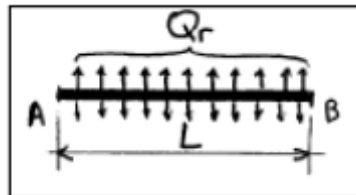


Figure 2-9. Répartition uniforme du débit en route sur la longueur du tronçon [30]

Pour cette méthode, le débit en route est calculé par la formule (2.26):

$$Q_r(AB) = Q_{SP} \times L_{AB} \quad (2.26)$$

Où :

- Le débit spécifique Q_{SP} est donné par la formule (2.27) :

$$Q_{sp} = Q_{tot}/L_{tot} \quad (2.27)$$

- L_{tot} est la longueur totale du réseau de distribution.
- Q_{tot} est le débit de point total consommé par l'agglomération.

2.7.3.2 Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation (2.28) [10]:

$$Q_n = \frac{\Sigma Q_r}{2} \quad (2.28)$$

2.7.4 Calcul des réseaux maillés [11]

Pour un **réseau maillé**, après le calcul des débits en route de tous les tronçons, on utilise l'expression (2.28) pour répartir ces débits aux nœuds du réseau. Il faut **vérifier** que la somme des débits aux nœuds est égale à la somme des débits en route de tous les tronçons.

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

2.7.4.1 Méthode de Hardy Cross

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

1ere loi : en un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent, la formule (2.29) illustre cette loi :

$$\Sigma Q_e = \Sigma Q_s \quad (2.29)$$

2eme loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Cette loi est représentée par la formule (2.30) :

$$\Sigma J = 0 \quad (2.30)$$

La méthode de **Hardy Cross** consiste, tout d'abord, à se fixer une **répartition provisoire des débits** ainsi qu'un **sens d'écoulement** dans tout le réseau, tout en **respectant la première loi**. Cette première répartition permet de **choisir les diamètres**, tout au moins provisoires, des canalisations et de calculer les **pertes de charge** correspondantes.

Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première

loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi.

Si la solution obtenue ne vérifie pas les conditions, on doit modifier le choix initial des diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début.

Notons que la solution (la répartition finale des débits) sera fonction des diamètres choisis dès le départ (qui dépendent de la première répartition des débits). La solution n'est donc pas unique. Un calcul détaillé des coûts permet, éventuellement, de choisir la solution la plus économique (la meilleure répartition des diamètres).

2.8 Approche de modélisation hydraulique du réseau

La modélisation hydraulique du réseau est effectuée par le logiciel de modélisation EPANET.

2.8.1 Présentation du logiciel EPANET 2.0 [18]

Dans cette section, nous présentons le logiciel EPANET, ses capacités pour la modélisation hydraulique, ses capacités pour la modélisation de la qualité de l'eau ainsi que les étapes d'utilisation de ce logiciel.

2.8.1.1 Ce qu'est EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

2.8.1.2 Capacités pour la modélisation hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets antiretours, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

2.8.1.3 Étapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

2.9 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons mis en avance une approche systématique, commençant par la collecte et l'analyse des données du quartier Virunga et des caractéristiques du réseau existant, suivie du dimensionnement précis du réseau d'adduction, du dimensionnement du réservoir et du réseau de distribution en fonction des besoins futurs en eau, et se terminant par la présentation du logiciel spécialisé pour simuler et optimiser le comportement hydraulique du réseau, garantissant ainsi une modélisation efficace et durable. Dans le chapitre suivant, nous présentons les résultats obtenus grâce à cette méthodologie de recherche.

Chapitre 3 Présentation des résultats

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons et analysons les résultats obtenus dans le cadre de ce travail de fin d'études, qui apportent des réponses aux différentes questions de recherche posées. Nous exposons de manière concise les résultats relatifs à l'estimation des besoins en eau, ainsi que ceux concernant les dimensionnements du réseau d'adduction, du réservoir et du réseau de distribution. Enfin, nous abordons les résultats liés à la modélisation du réseau.

3.2 Détermination des besoins en eau

Dans cette section, nous présentons les résultats de l'estimation de la population à desservir ainsi que l'estimation des besoins en eau potable pour l'horizon 2054.

3.2.1 Estimation de la population à desservir

Sur base du recensement de la population du quartier Virunga au premier trimestre 2024 et du taux d'accroissement de la population en RDC, le *Tableau 3-1* présente la population de l'aire d'étude estimée à l'horizon 2054.

Tableau 3-1. Estimation de la population de Virunga

Année	Population
Actuel 2024	26709
A l'horizon 2054	72824

3.2.2 Estimation des besoins en eau potable

Les besoins futurs en eau potable sont évalués sur base de l'évolution de la population future (à l'horizon 2054) du quartier Virunga.

3.2.2.1 Calcul des différents types de consommations

Dans cette section, sont présentées les résultats de calcul des différents types de consommation : la consommation moyenne journalière, la consommation maximale journalière, la consommation minimale journalière ainsi que la consommation maximale horaire pour le quartier Virunga à l'horizon de l'étude.

3.2.2.2 Consommation moyenne journalière

En prévoyant une majoration de 20% des besoins totaux, le **Tableau 3-2** présente le débit moyen journalier en fonction de la dotation de 100l/j/hab d'après la relation (2.2).

Tableau 3-2. Consommation moyenne journalière

Année	population	Dotation [l/j/hab]	Qmoy j [m ³ /j]
2024	26709	100	3205,08
2054	72824	100	8738,88

3.2.2.3 Consommation maximale journalière

En appliquant un coefficient de majoration de 30% à la consommation moyenne journalière, la formule (2.3) nous permet d'obtenir le résultat de la consommation maximale journalière présentée dans le **Tableau 3-3**.

Tableau 3-3. Consommation maximale journalière

Année	Population	Qmoy j [m ³ /j]	Qmax j [m ³ /j]
2024	26709	3205,08	4166,604
2054	72824	8738,88	11360,544

3.2.2.4 Consommation minimale journalière

D'après la relation (2.4), le **Tableau 3-4** présente la consommation minimale journalière

Tableau 3-4. Consommation minimale journalière

Année	Population	Qmoy j [m ³ /j]	Qmin j [m ³ /j]
2024	26709	3205,08	2243,556
2054	72824	8738,88	6117,216

3.2.2.5 Consommation horaire maximale

D'après le **Tableau 2-3** la valeur de β en fonction de la population se trouvant entre 1,15 et 1,2 pour la population actuelle et entre 1,1 et 1,15 pour la population à l'horizon de l'étude. Ainsi donc, le **Tableau 3-5** présente la valeur de la consommation horaire maximale.

Tableau 3-5. Consommation horaire maximale

Année	population	Bmax	α max	Kmax	Qmax j [m ³ /j]	Qmaxh[m ³ /h]
2024	26709	1,17	1,2	1,404	4166,604	243,746334
2054	72824	1,12	1,2	1,344	11360,544	636,190464

3.3 Dimensionnement du réseau d'adduction

Le réseau d'adduction s'étend du point de captage, situé à 1468 m d'altitude, jusqu'au réservoir sur une distance de 795,06 m. L'adduction est réalisée par refoulement. Dans cette section, nous présentons les résultats des calculs concernant le diamètre économique de la conduite, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les caractéristiques et le choix de la pompe.

3.3.1 Calcul du diamètre économique

Des corrélations (2.7) et (2.8), le diamètre économique des conduites de distributions en fonction du débit maximal journalier est donné dans le **Tableau 3-6** :

Tableau 3-6. Diamètre économique des conduites d'adduction

Q_{maxj}	D BRESS	D BONNIN	D Normalisé(mm)
0,132m ³ /s	0,36m	0,54m	400, 450, 500, 560

3.3.2 Calcul de la vitesse d'écoulement

Les vitesses d'écoulement dans la conduite d'adduction en fonction des diamètres normalisés sont présentées dans le **Tableau 3-7** d'après la relation(2.9).

Tableau 3-7. Vitesses d'écoulement dans la conduite

Dext(m)	Dint(m)	Q(m³/s)	V(m/s)
0,4363	0,4	0,132	1,050955
0,4909	0,45	0,132	0,830385
0,5757	0,5	0,132	0,672611
0,6108	0,56	0,132	0,536202

Le **Tableau 3-8** présente le choix définitif du diamètre économique, établi pour optimiser la vitesse d'écoulement, minimiser les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les coûts d'exploitation et d'amortissement.

Tableau 3-8. Diamètre économique choisi

Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau
Station de pompage-R	500	PEHD

3.3.3 Calcul des pertes de charge

Les formules présentées dans la section 2.5.3 , nous permettent de déterminer les pertes de charge linéaires et singulières dans le **Tableau 3-9**.

Tableau 3-9. Calculs des pertes de charge linéaires et singulières

Dext (m)	Dint (m)	L (m)	C	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH (m)
0,4363	0,4	795,1	150	0,132	1,050	0,921	0,092	1,014
0,4909	0,45	795,1	150	0,132	0,830	0,519	0,051	0,57
0,5757	0,5	795,1	150	0,132	0,672	0,310	0,031	0,342
0,6108	0,56	795,1	150	0,132	0,536	0,179	0,017	0,196

Pour trouver la conduite optimale, on a calculé la vitesse pour chaque type de diamètre calculé, les pertes de charges linéaires et singulières, les hauteurs géométriques et manométriques. Notons que pour l'adduction, on choisit la conduite en PEHD pour sa capacité à supporter des pressions élevées.

Le choix du diamètre de la conduite s'articule sur une vitesse de [0.5-1,5] m/s ainsi que des faibles pertes de charges et moins d'HMT.

3.3.4 Caractéristiques de la pompe

La pompe retenue est celle qui a donné les meilleures caractéristiques selon les données d'entrée suivantes :

- Débit : 131,48 l/s ;
- HMT : 100,34203 m ;
- Hg : 100 m.

En consultant le catalogue des pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal dont les caractéristiques sont présentées dans le **Tableau 3-10**.

Tableau 3-10. Caractéristiques de la pompe choisie

Q (l/s)	H _T M (m)	Pa (kW)	η (%)	N (tr/min)	NPSH _r (m)
130	100	90	75	2 800	5

3.4 Dimensionnement du réservoir

Dans cette section, nous présentons le dimensionnement du réservoir, c'est-à-dire, ses capacités théorique et pratique, ainsi que ses caractéristiques.

Nous avons choisi un mode de consommation discrète de **24 heures par jour**.

Le débit journalier est de **636,19m³/h**. Le *Tableau 3-11* va permettre la détermination de la capacité théorique du réservoir (formules (2.14) jusqu'à (2.18)).

Tableau 3-11. Calcul de la capacité théorique du réservoir

Periode (h)	T (h)	Ch	Qe (m ³ /h)	Qsp (m ³ /h)	Vsp (m ³)	Vsc (m ³)	Vep (m ³)	Vec (m ³)	Vec - Vsc
0 – 2	2	0	243,746	0,000	0,000	0,000	487,493	487,493	487,493
2 – 6	4	0,35	243,746	85,311	341,245	341,245	974,985	1462,478	1121,233
6 - 7	1	2,5	243,746	609,366	609,366	950,611	243,746	1706,224	755,614
7 – 12	5	1,2	243,746	292,496	1462,478	2413,089	1218,732	2924,956	511,867
12 – 14	2	1,7	243,746	414,369	828,738	3241,826	487,493	3412,449	170,622
14 – 19	5	1,9	243,746	463,118	2315,590	5557,416	1218,732	4631,180	-926,236
19 – 22	3	0,3	243,746	73,124	219,372	5776,788	731,239	5362,419	-414,369
22 – 24	2	0,15	243,746	36,562	73,124	5849,912	487,493	5849,912	0,000

Nous avons alors, à partir des formules (2.19) et (2.20) :

$$\text{Capacite theorique} = |5849,912| + |-926,236| = 6776,147\text{m}^3$$

$\text{Capacite pratique} = 1,2 \times 6776,147\text{m}^3 = 8131,3764 \text{ m}^3$ soit $8251,3764 \text{ m}^3$ en y ajoutant la réserve incendie.

La capacité pratique du réservoir retenu sera donc de **8 500m³**.

Avec cette capacité pratique, le *Tableau 3-12* présente les autres paramètres du réservoir.

Tableau 3-12. Paramètre du réservoir

forme du reservoir	Dint	Hu	Hl	H
Circulaire	28,67	13,18	1	14,18

On opte pour les valeurs normalisées suivantes présentées dans le *Tableau 3-13* :

Tableau 3-13. Valeurs choisies

forme du reservoir	Dint	Hu	Hl	H
Circulaire	30m	14m	1m	15m

3.5 Dimensionnement du réseau de distribution

Dans cette section, nous présentons, le traçage du réseau maillé ainsi que le calcul hydraulique du réseau.

3.5.1 Traçage du réseau maillé

Pour le quartier Virunga, une distribution gravitaire est choisie, avec une consommation journalière maximale estimée à 4166,604m³. Cette distribution est assurée par le réservoir, dont la cote du radier s'élève à 1 568 m et la capacité à 8500 m³. Le réseau, d'une longueur totale de 18 972,74 m, est conçue sous forme maillée.

Il sied de souligner, le traçage ne tient pas compte du réseau existant.

La **Figure 3-1** illustre ce réseau de distribution.

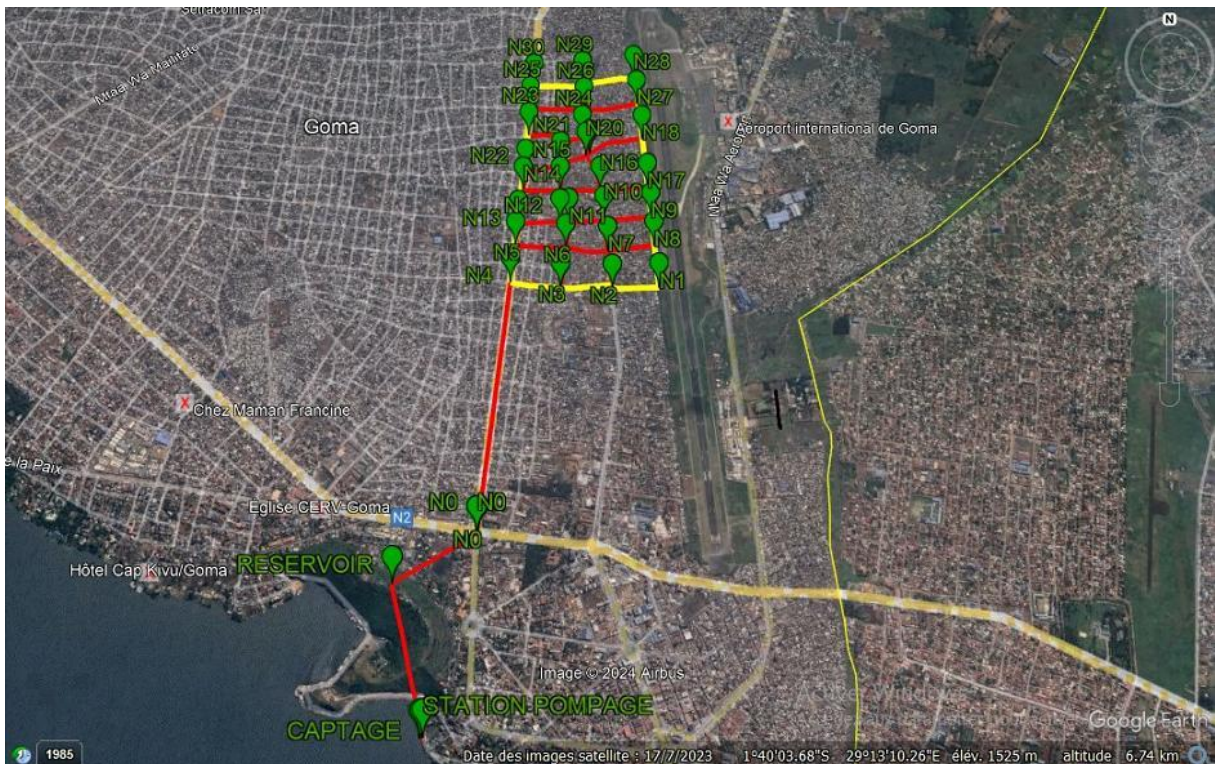


Figure 3-1. Tracé du réseau de distribution en étude

3.5.2 Calcul du réseau maillé

Le calcul du réseau est représenté dans le *Tableau 3-14*, on y trouve également le débit spécifique, le débit en route et débit aux nœuds ainsi les diamètres calculés à partir des formules (2.26), (2.27) et (2.28).

Tableau 3-14. Calcul hydraulique du réseau maillé

Noeuds	Troncons	Li(m)	Ltot(m)	Qtot(l/s)	Qsp(l/sm)	Qr(l/s)	Qn(l/s)	Altitudes au noeuds
N1	N1-N8	248,71	18972,74	132	0,00696	1,73	1,720483	1531
	N1-N2	245,87	18972,74	132	0,00696	1,71		
N2	N2-N1	245,87	18972,74	132	0,00696	1,71	2,590952	1530
	N2-N3	277,31	18972,74	132	0,00696	1,93		
	N2-N7	221,63	18972,74	132	0,00696	1,54		
N3	N3-N2	277,31	18972,74	132	0,00696	1,93	1,910419	1532
	N3-N4	271,87	18972,74	132	0,00696	1,89		
N4	N4-N3	271,87	18972,74	132	0,00696	1,89	1,684514	1530
	N4-N5	212,37	18972,74	132	0,00696	1,48		
N5	N5-N4	212,37	18972,74	132	0,00696	1,48	2,14676	1535
	N5-N6	270,27	18972,74	132	0,00696	1,88		
	N5-13	134,48	18972,74	132	0,00696	0,94		
N6	N6-N3	234,56	18972,74	132	0,00696	1,63	3,098769	1532
	N6-N5	270,27	18972,74	132	0,00696	1,88		
	N6-N11	157,18	18972,74	132	0,00696	1,09		
	N6-N7	228,78	18972,74	132	0,00696	1,59		
N7	N7-N2	222,18	18972,74	132	0,00696	1,55	3,085411	1530
	N7-N6	228,78	18972,74	132	0,00696	1,59		
	N7-N10	180,1	18972,74	132	0,00696	1,25		
	N7-N8	255,89	18972,74	132	0,00696	1,78		
N8	N8-N1	244,68	18972,74	132	0,00696	1,7	2,32132	1530
	N8-N7	255,89	18972,74	132	0,00696	1,78		
	N8-N9	166,73	18972,74	132	0,00696	1,16		
N9	N9-N8	166,73	18972,74	132	0,00696	1,16	2,11406	1531
	N9-N10	261,32	18972,74	132	0,00696	1,82		
	N9-N17	179,67	18972,74	132	0,00696	1,25		

N10	N10-N7	181,24	18972,74	132	0,00696	1,26	2,845452	1532
	N10-N11	191,84	18972,74	132	0,00696	1,33		
	N10-N16	183,57	18972,74	132	0,00696	1,28		
	N10-N9	261,32	18972,74	132	0,00696	1,82		
N11	N11-N6	159,44	18972,74	132	0,00696	1,11	1,394601	1532
	N11-N12	49,62	18972,74	132	0,00696	0,35		
	N11-N10	191,84	18972,74	132	0,00696	1,33		
N12	N12-N13	226,33	18972,74	132	0,00696	1,57	1,623254	1536
	N12-N15	190,68	18972,74	132	0,00696	1,33		
	N12-N11	49,62	18972,74	132	0,00696	0,35		
N13	N13-N12	226,33	18972,74	132	0,00696	1,57	1,967365	1535
	N13-N5	135,86	18972,74	132	0,00696	0,95		
	N13-N14	203,36	18972,74	132	0,00696	1,41		
N14	N14-N13	203,36	18972,74	132	0,00696	1,41	1,782578	1533
	N14-N15	202,13	18972,74	132	0,00696	1,41		
	N14-N22	106,94	18972,74	132	0,00696	0,74		
N15	N15-N14	202,13	18972,74	132	0,00696	1,41	2,675727	1533
	N15-N12	190,68	18972,74	132	0,00696	1,33		
	N15-N16	220,19	18972,74	132	0,00696	1,53		
	N15-N21	156,18	18972,74	132	0,00696	1,09		
N16	N16-N10	183,57	18972,74	132	0,00696	1,28	3,163333	1532
	N16-N15	220,19	18972,74	132	0,00696	1,53		
	N16-N20	241,31	18972,74	132	0,00696	1,68		
	N16-N17	264,28	18972,74	132	0,00696	1,84		
N17	N17-N16	264,28	18972,74	132	0,00696	1,84	3,632746	1538
	N17-N9	179,67	18972,74	132	0,00696	1,25		
	N17-N18	300,17	18972,74	132	0,00696	2,09		
N18	N18-N17	300,17	18972,74	132	0,00696	2,09	4,010947	1533
	N18-N19	315,1	18972,74	132	0,00696	2,19		

	N18-N27	222,64	18972,74	132	0,00696	1,55		
N19	N19-N18	315,1	18972,74	132	0,00696	2,19	1,621306	1535
	N19-N24	106,25	18972,74	132	0,00696	0,74		
	N19-N20	22,36	18972,74	132	0,00696	0,16		
N20	N20-N19	22,36	18972,74	132	0,00696	0,16	2,001108	1535
	N20-N16	241,31	18972,74	132	0,00696	1,68		
	N20-N21	155,4	18972,74	132	0,00696	1,08		
N21	N21-N15	156,18	18972,74	132	0,00696	1,09	2,147491	1533
	N21-N20	155,4	18972,74	132	0,00696	1,08		
	N21-N22	198,81	18972,74	132	0,00696	1,38		
N22	N22-N14	106,94	18972,74	132	0,00696	0,74	2,688494	1535
	N22-N21	198,81	18972,74	132	0,00696	1,38		
	N22-N23	233,55	18972,74	132	0,00696	1,62		
N23	N23-N22	233,55	18972,74	132	0,00696	1,62	2,813379	1543
	N23-N25	170,1	18972,74	132	0,00696	1,18		
	N23-N24	298,85	18972,74	132	0,00696	2,08		
N24	N24-N19	106,25	18972,74	132	0,00696	0,74	2,59944	1539
	N24-N23	298,85	18972,74	132	0,00696	2,08		
	N24-N26	172,05	18972,74	132	0,00696	1,2		
N25	N25-N23	170,1	18972,74	132	0,00696	1,18	3,195441	1546
	N25-N26	301,1	18972,74	132	0,00696	2,09		
	N25-N30	146,28	18972,74	132	0,00696	1,02		
N26	N26-N25	301,1	18972,74	132	0,00696	2,09	3,271833	1543
	N26-N29	163,86	18972,74	132	0,00696	1,14		
	N26-N27	303,53	18972,74	132	0,00696	2,11		
	N26-N24	172,05	18972,74	132	0,00696	1,2		
N27	N27-N18	222,64	18972,74	132	0,00696	1,55	2,407487	1548
	N27-N26	303,53	18972,74	132	0,00696	2,11		
	N27-N28	165,9	18972,74	132	0,00696	1,15		

N28	N28-N27	165,9	18972,74	132	0,00696	1,15	1,614036	1547
	N28-N29	298,08	18972,74	132	0,00696	2,07		
N29	N29-N28	298,08	18972,74	132	0,00696	2,07	2,54799	1547
	N29-N26	163,86	18972,74	132	0,00696	1,14		
	N29-N30	270,52	18972,74	132	0,00696	1,88		
N30	N30-N29	270,52	18972,74	132	0,00696	1,88	1,449912	1549
	N30-N25	146,28	18972,74	132	0,00696	1,02		
R	R-N4	11813,95	18972,74	132	0,00696	82,2	41,09689	1568

3.6 Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau sous forme d'un réseau d'arcs connectés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, ainsi que des éléments tels que des pompes et des vannes de contrôle, tandis que les nœuds correspondent aux points de demande, aux réservoirs et aux bâches. Le traçage du modèle effectué dans Epanet est illustré dans la *Figure 3-2* :

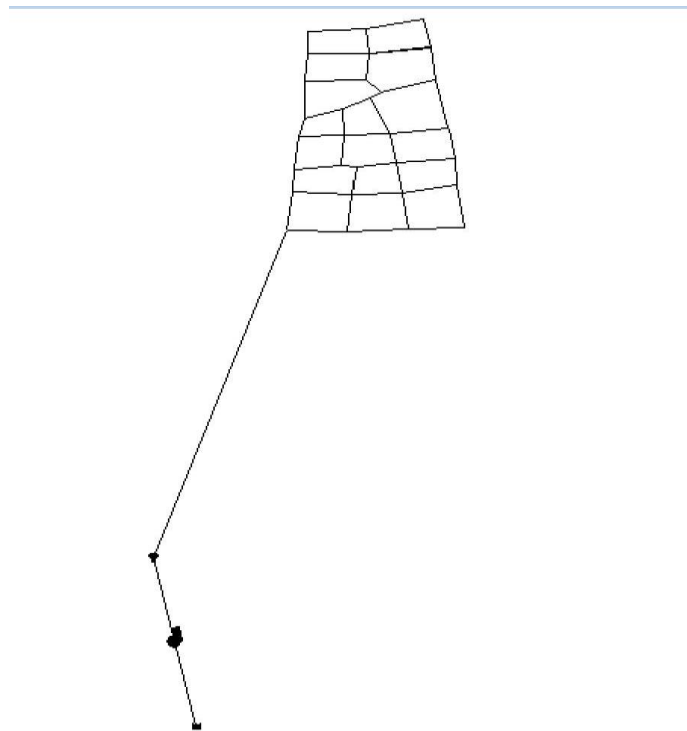


Figure 3-2. modèle du réseau

3.6.1 Simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque arc (conduite), nous pouvons effectuer une simulation du réseau sur EPANET, dans le but d'avoir des vitesses et des pressions aux nœuds comprises dans les intervalles exigés.

3.6.1.1 Simulation des conduites

Les résultats de simulation des conduites sont regroupés dans le *Tableau 3-15* suivant :

Tableau 3-15. Débits aux noeuds

ID Arc	Longueur(m)	Diamètres(mm)	Demande (m³/h)	Vitesse (m/s)
2	11813,95	400	71,76	1,6
3	271,87	250	10,31	0,6
4	277,31	250	7,23	1,4
5	245,87	250	3,31	1,2
6	248,71	100	1,61	1,21
7	221,63	100	1,35	1,19
8	234,56	100	1,18	1,16
9	212,37	250	59,78	1,34
10	255,89	200	20,04	1,18
11	228,78	250	52,2	0,6
12	270,27	250	56,69	0,8
13	134,48	100	0,96	0,9
14	226,33	200	1,19	1,1
15	49,62	100	0,34	1,22
16	191,84	100	86	1,14
17	261,32	200	5,08	1,04
18	166,73	200	19,34	0,7
19	180,1	200	30,44	0,7
20	157,18	200	2,58	1,2
21	203,36	200	2,19	1,02
22	202,13	200	4,23	1,04
23	220,19	200	7,29	1,06
24	264,28	200	1,62	1,01
25	190,68	100	0,07	0,9
26	183,57	200	23,4	0,8
27	179,67	200	22,32	0,8
28	300,17	200	17,09	1,15
29	315,1	200	1,74	1,02
30	22,36	100	0,05	0,6
31	155,4	200	12,55	0,9
32	155,4	200	10,74	0,8
33	233,55	200	8,22	0,7
34	298,85	200	1,61	1,1
35	106,25	100	0,17	0,7
36	106,94	100	0,27	0,8
37	156,18	100	0,32	0,7
38	241,31	200	14,59	1,2
39	222,64	200	11,37	1,1
40	301,1	200	2,32	1,02
41	146,28	200	2,97	1,03
42	270,52	200	1,53	0,7

43	298,08	200	0,95	0,8
44	165,9	200	2,56	0,9
45	172,05	200	0,8	1,2
46	163,86	100	0,05	1,3
47	170,1	200	3,82	1,2
48	100	200	0,04	1,1

Nous remarquons que les vitesses dans les conduites sont comprises dans l'intervalle souhaité qui est 0,6 à 1,5m/s.

3.6.1.2 Simulation des nœuds du réseau

Les résultats de simulation des nœuds sont regroupés dans le *Tableau 3-16* suivant :

Tableau 3-16. Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud 1	1531	1,71	44,72
Nœud 2	1530	2,57	45,72
Nœud 3	1532	1,9	43,72
Nœud 4	1530	1,67	45,73
Nœud 5	1535	2,13	40,61
Nœud 6	1532	3,08	43,48
Nœud 7	1530	3,06	45,39
Nœud 8	1530	2,31	45,33
Nœud 9	1531	2,1	44,3
Nœud 10	1532	2,83	43,3
Nœud 11	1532	1,39	43,48
Nœud 12	1536	1,61	39,24
Nœud 13	1535	1,95	40,24
Nœud 14	1533	1,77	42,24
Nœud 15	1533	2,66	42,24
Nœud 16	1532	3,14	43,25
Nœud 17	1538	3,61	37,25
Nœud 18	1533	3,98	42,2
Nœud 19	1535	1,61	40,2

Nœud 20	1535	1,99	40,22
Nœud 21	1533	2,13	42,21
Nœud 22	1535	2,79	40,19
Nœud 23	1543	2,79	32,18
Nœud 24	1539	2,58	36,18
Nœud 25	1546	3,17	29,18
Nœud 26	1543	3,25	32,18
Nœud 27	1548	2,39	27,18
Nœud 28	1547	1,6	28,18
Nœud 29	1547	2,53	28,18
Nœud 30	1549	1,44	26,18

On constate que les pressions aux nœuds sont dans la limite permettant d'éviter des problèmes de distribution ou des dommages aux conduites.

3.6.1.3 Simulation du débit

Les débits se présentent comme suit (*Figure 3-3*) :

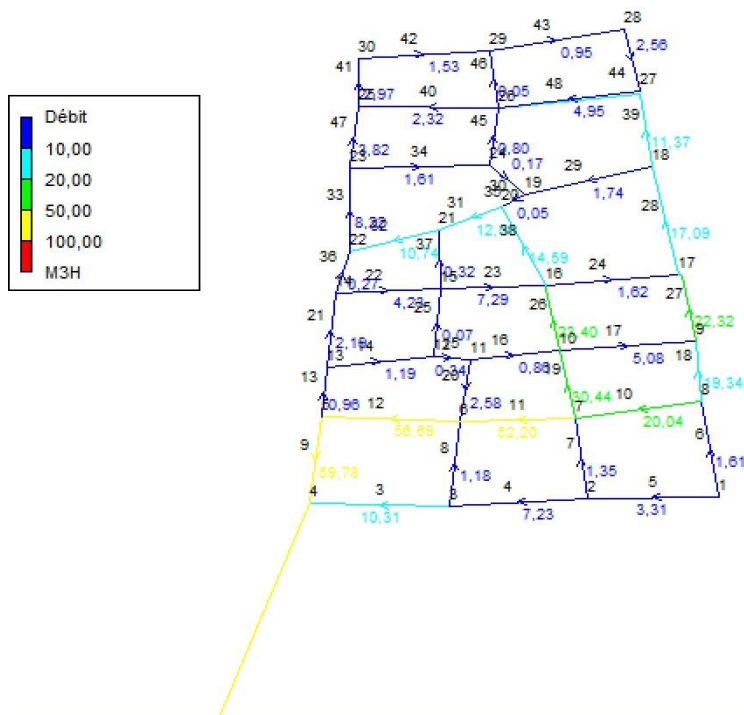


Figure 3-3. Distribution des débits après simulation

On constate que la valeur maximale du débit est de 59,78 m³/h alors que la valeur minimale du débit est de 0,05 m³/h. ces résultats montrent que les débits dans les conduites sont conformes aux attentes. Les variations de débit observées indiquent une capacité adéquate du réseau pour répondre à la demande, mais les améliorations pourraient être nécessaires pour les futures expansions. En conclusion, la simulation de débit dans EPANET a fourni des informations précieuses sur le fonctionnement du réseau de distribution d'eau du quartier Virunga, permettant d'identifier les points forts et les domaines nécessitant des améliorations.

3.6.1.4 Simulation des pressions

Il est rappelé que la norme recommande que la pression dans le réseau de distribution se situe entre 1 et 6 bars (soit entre 10 et 60 m.c.e.). Cela permet, d'une part, d'éviter une réduction du débit dans les conduites, qui pourrait compromettre la capacité du réseau à fournir suffisamment d'eau aux consommateurs, et d'autre part, de prévenir les fuites ou ruptures des canalisations, entraînant des pertes d'eau importantes et des dommages aux infrastructures. Ainsi, les pressions se présentent comme suit (*Figure 3-4*) dans le réseau conçu pour le quartier Virunga :

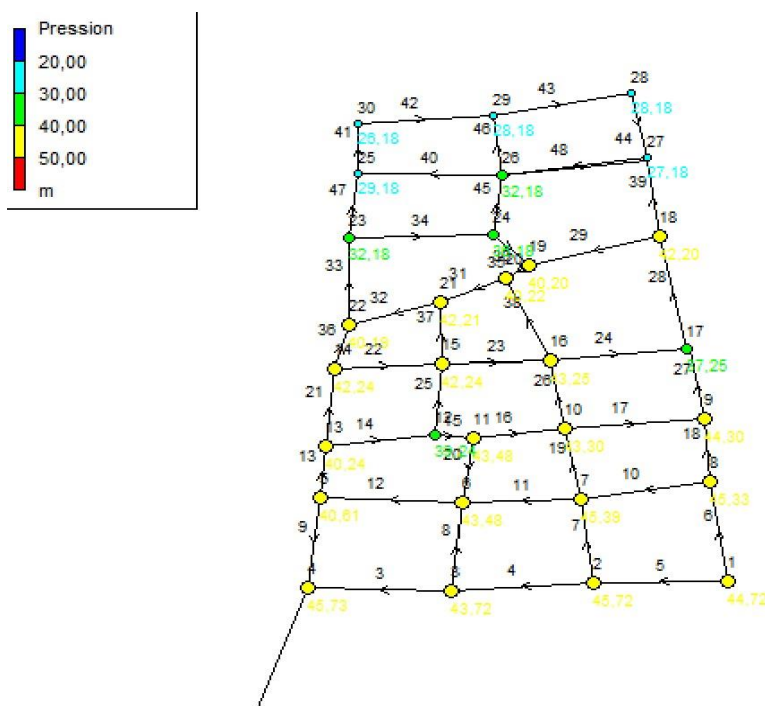


Figure 3-4. Distribution des pressions après simulation

On constate, d'après la *Figure 3-4*, que les pressions aux nœuds sont comprises entre 27,18 m et 45,73 m.

En conclusion, les résultats de la simulation de pression dans EPANET montrent que les pressions dans les conduites sont conformes à l'intervalle choisi (10 à 60m) permettant d'identifier les points forts.

3.7 Conclusion partielle

Ce dernier chapitre a porté sur la présentation des approches des résultats suivant la démarche présentée au chapitre précédent. Nous y avons donc présenté les résultats des approches de l'estimation des besoins en fonction de la population, de dimensionnement du réseau d'approvisionnement en eau et de la modélisation du réseau sous le logiciel Epanet.

Conclusion générale

L'alimentation en eau potable repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages. Cette étude qui concerne l'AEP dans le quartier Virunga, a été réalisée à l'horizon 2054 soit une durée de 30ans, où la population atteindra un nombre de 72824 habitants.

Pour répondre au besoin en eau de cette population, le calcul a donné les valeurs suivantes :

- La consommation maximale journalière : $Q_{max\ j} = 11360,544\ m^3/j$ soit 131, 49 l/s ;
- La consommation maximale horaire : $Q_{max\ h} = 636,19046\ m^3/h$;
- La consommation moyenne journalière : $Q_{moy\ j} = 8738,88\ m^3/j$.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction a conduit au choix d'un diamètre économique $D= 500\ mm$, la nature de la conduite étant en PEHD de pression nominale PN16. Les caractéristiques de la pompe sont : la hauteur manométrique totale, $HMT=100,34203m$; la hauteur géométrique $H_g=100m$; la puissance absorbée, $P_a=90kw$; le rendement, $\eta=75\%$; le nombre de tours, $N=2800tr/min$ et enfin $NPSH_r=5m$.

L'adduction ayant été réalisée avec un régime constant, soit 24 heures de pompage, après calcul, la capacité de $8500\ m^3$, pour la population estimée à l'horizon, a été retenue comme capacité du réservoir. De cette valeur, les dimensions du réservoir ont été tirées. Ainsi, le réservoir choisi est de forme circulaire de diamètre 30 m et de hauteur égale à 15 m. Pour l'étude du réseau de distribution, un réseau maillé avec des conduites en PEHD a été choisi comme mode de distribution. Après simulation avec le logiciel EPANET, il a été constaté qu'aux heures de pointe, la vitesse maximale dans le réseau est de 1,6m/s et la vitesse minimale est de 0,6 m/s

Concernant les pressions dans le réseau, le constat a été qu'aux heures de pointe, la valeur maximale de la pression est de 45,73 m (nœud 4) et la valeur minimale est 26,18 m (nœud 30).

L'œuvre humaine étant de nature imparfaite, nous appelons à l'indulgence de nos futurs lecteurs suites aux différentes lacunes qu'ils pourront déceler dans ce travail. Nous suggérons, par la même occasion, aux futurs chercheurs de combler les vides laissés par ce travail entre autres l'étude de la station d'épuration de l'eau et l'estimation totale du coût du projet.

Bibliographie

- [1] UNESCO, «Rapport mondial des Nations Unies sur la mise en valeur des ressources en eau 2021: la valeur de l'eau,» Paris, 2021.
- [2] M. MACÉ, «le centre d'information sur l'eau,» [En ligne]. Available: <https://www.cieau.com>. [Accès le 30 Mai 2024].
- [3] OMS, «Organisation Mondiale de la Santé,» 13 Septembre 2023. [En ligne]. Available: <http://www.who.int.fr>. [Accès le 27 Juin 2024].
- [4] «Wikipedia,» [En ligne]. Available: <https://fr.m.wikipedia.org>. [Accès le 7 Aout 2024].
- [5] A. Traore, «Modelisation de reseau d'eau potable de la commune de Saint-Leu,» Strasbourg, 2019.
- [6] S. Choutier et F. Z. Saim, «- Simulation par le logiciel Epanet/Porteau d'un réseau d'alimentation en eau potable de secteur Imama Willaya de Tlemcen,» Tlemcen, 2017.
- [7] A. E. CHEMS et L. Smail, «Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de l'AMMAMIRE,» Blida, 2021.
- [8] U. Mohseni, I. P. Azazkhan, P. G. Agnihotri, P. Nilesh, A. Z. Shabir, D. Kaylan, V. Saran, D. Patel et C. Prieto, «Design and analysis of water distribution network using EPANET 2.0 and LOOP 4.0 : A case study of Narangi village,» *IJERT*, p. 6, 2020.
- [9] A. Dupont, Hydrologie-captage et traitement des eaux, Tome 1, Paris: Eyrolles, 1974.
- [10] M. Tammal, «Cours d'alimentation en eau potable,» Casablanca, 2021.
- [11] M. Moussa, «Alimentation en eau potable,» 2002.
- [12] A. DUPONT, Hydraulique Urbaine, Tome II Ouvrages de transport - Elévation et distribution des eaux, Paris: EDITIONS EYROLLES, 1974.
- [13] J. Bonnin, Aide-mémoire d'hydraulique urbaine, Paris: Eyrolles, 1982.
- [14] H. e. M. I. A, «Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et Périphérie, Tibouamoucine, Ighil N'djiber, Sidi Mouffok, et Seddouk Ouadda,» Bejaia, 2017.
- [15] D. Zoungrana, *Cours d'Approvisionnement en Eau Potable*, Ouagadougou, 2003.
- [16] M. d. A. m. e. d. l. d. Quebec, «Guide de conception des installations de production d'eau potable, Volume 1,» Quebec, 2019.


- [17] Z. Midou, «Etude d'alimentation en eau potable de village M'laoua de la commune de Bechloul, Wilaya de Bouira,» Bejaia, 2022.
- [18] A. R. Lewis, EPANET 2 Manuel de l'utilisateur, Washington, D.C: Environmental Protection Agency (EPA), 2003.
- [19] HYDRO-BLOG, «Les 5 meilleurs logiciels de dimensionnement,» *HYDROBLOG*, 2019.
- [20] «Centre de diagnostic des reseaux d'eau potable,» Quebec, 2015.
- [21] «Vie publique.fr,» 20 Mai 2019. [En ligne]. Available: <https://www.vie-publique.fr>. [Accès le 7 Aout 2024].
- [22] A. Bouchelaghem et S. Boumaiza Mohamed, «Modélisation du réseau d'eau potable de la nouvelle ville Draa Errich et l'élaboration d'un système d'information géographique,» Annaba, 2019.
- [23] «REGIDESO C.D.,» [En ligne]. Available: <https://regideso.cd>. [Accès le 7 Aout 2024].
- [24] R. Okapi, «Etat de lieu du fonctionnement de la REGIDESO,» *Echo du developpement*, 2022.
- [25] Chefferie du quartier Virunga, «Tableau synoptique 1er trimestre 2024,» Goma, 2024.
- [26] H. BWIRIRE, «Rapport de descente sur terrain effectuée à Goma et à Bukavu dans le cadre du cours d'Hydraulique Urbaine,» Goma, 2023.
- [27] «GOMA-SPECIFICATIONS TECHNIQUES DU RESEAU D'EAU (IMAGINE),» Goma, 2021.
- [28] A. Ciza, C. Michellier, K. Karume et F. Kervyn, «Vulnérabilité des réseaux de distribution d'eau potable et d'électricité dans la ville de Goma, face aux coulées de lave du volcan Nyiragongo (RD Congo),» *Geo-Eco-Trop*, 2017.
- [29] F. G. Briere, Distribution et collecte des eaux, P. i. Polytechnique, Éd., Quebec: Presses internationales Polytechnique, 2006.
- [30] D. B. Naziha, Polycopie du cours ALIMENTATION EN EAU POTABLE, 2020.
- [31] P. MUSY, «Hydrologie generale, SIE et GC,» 2005.
- [32] B. A. e. B. M. SOHAIB, «Modelisation du reseau d'eau de la nouvelle ville Drra Errich et elaboration d'un systeme d'information geographique,» 2019.

Annexe A

Présentation de la zone d'étude

A.1 Population du quartier Virunga au 1^{er} trimestre 2024

REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE DU CONGO
 PROVINCE DU NORD KIVU
 VILLE DE GOMA
 COMMUNE DE KARISIMBI



QUARTIER VIRUNGA
Le Chef de Quartier

TABLEAU PAR GROUPE D'AGE

N°		HOMMES	FEMMES	GARCONS	FILLES	TOTAL
1.	De 0 à 1An			863	950	1813
2.	De 2 à 4Ans			1175	1440	2615
3.	De 5 à 9Ans			1086	1319	2405
4.	De 10 à 14 Ans			1123	1459	2582
5.	De 15 à 19 Ans			1279	1567	2846
6.	De 20 à 24 Ans	814	737			1551
7.	De 25 à 29 Ans	680	684			1364
8.	De 30 à 34 Ans	685	625			1310
9.	De 35 à 39 Ans	680	643			1323
10.	De 40 à 44 Ans	680	644			1324
11.	De 45 à 49 Ans	673	541			1214
12.	De 50 à 54 Ans	605	642			1247
13.	De 55 à 59 Ans	611	568			1179
14.	De 60 à 64 Ans	509	426			935
15.	De 65 à 69 Ans	530	484			1014
16.	De 70 à 74 Ans	349	280			629
17.	De 75 à 79 Ans	312	258			570
18.	De 80 à 84 Ans	197	185			382
19.	De 85 à 89 Ans	70	164			234
20.	De 90 à 94 Ans	54	90			144
21.	De 95 à 99 Ans	10	18			28
22.	De 100 et plus					0
	TOTAL GENERAL	7459	6989	5526	6735	26709

Fait à Goma, Le 05/04/2024



REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE DU CONGO

PROVINCE DU NORD KIVU

VILLE DE GOMA

COMMUNE DE KARISIMBI



QUARTIER VIRUNGA

Le Chef de Quartier

TABLEAU SYNOPTIQUE 1^{er} TRIMESTRE 2024

A. CELLULE VIRUNGA NORD									
N°		H	F	G	F	TOTAL	PARCEL	MSON	MENAGES
1.	AV. MULAMBA	635	515	601	705	2456			430
2.	AV. POTOPOTO	211	261	568	410	1450		420	523
3.	AV. PIC-BŒUF	218	232	211	332	993			123
S/TOTAL 1		1064	1008	1380	1447	4899	0	420	1076
B. CELLULE VIRUNGA CENTRE									
1.	AV. DES AVIATEURS	644	371	488	433	1936			184
2.	AV. MONIGI	298	258	207	209	972			156
3.	AV. KIBATI	679	93	91	121	984			34
4.	AV. IDJUI	83	187	84	121	475			37
5.	AV. DES ALYSEES	304	226	141	162	833			134
7.	AV. SEMULIKI	119	114	141	158	532			69
7.	AV. DE SPORT	135	118	69	97	419		27	28
8.	AV. DU PARC	849	106	94	102	1151		25	26
9.	AV. NYIRAGONGO	229	155	141	148	673			88
S/TOTAL 2		3340	1628	1456	1551	7975	0	52	756
C. CELLULE KIMBANGU									
1.	AV. MUZINDUSI	235	204	262	193	894			284
2.	AV. DE LA LAVE	312	362	322	168	1164			252
3.	AV. OSSO1	279	464	284	323	1350			203
4.	AV. KINDU1	277	507	207	267	1258			148
5.	AV. SABINYO	190	323	216	995	1724			
6.	AV. BUHIMBA	324	268	361	292	1245			
S/TOTAL 3		1617	2128	1652	2238	7635	0	0	887
CELLULE VIRUNGA SUD									
1.	AV. COIN DU MARCHE	415	433	306	389	1543			143
2.	AV. MUTEBERWA	537	536	374	403	1850			145
3.	AV. BIGARUKA	772	333	320	284	1709			234
4.	AV. KAGEPHAR	285	284	243	286	1098			201
S/TOTAL 4		2009	1586	1243	1362	6200	0	0	723
TOTAL GENERAL		8030	6350	5731	6598	26709	0	472	3442

Fait à Goma, Le 05/04/2024



REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE DU CONGO

PROVINCE DU NORD KIVU

VILLE DE GOMA

COMMUNE DE KARISIMBI



QUARTIER VIRUNGA

Le Chef de Quartier

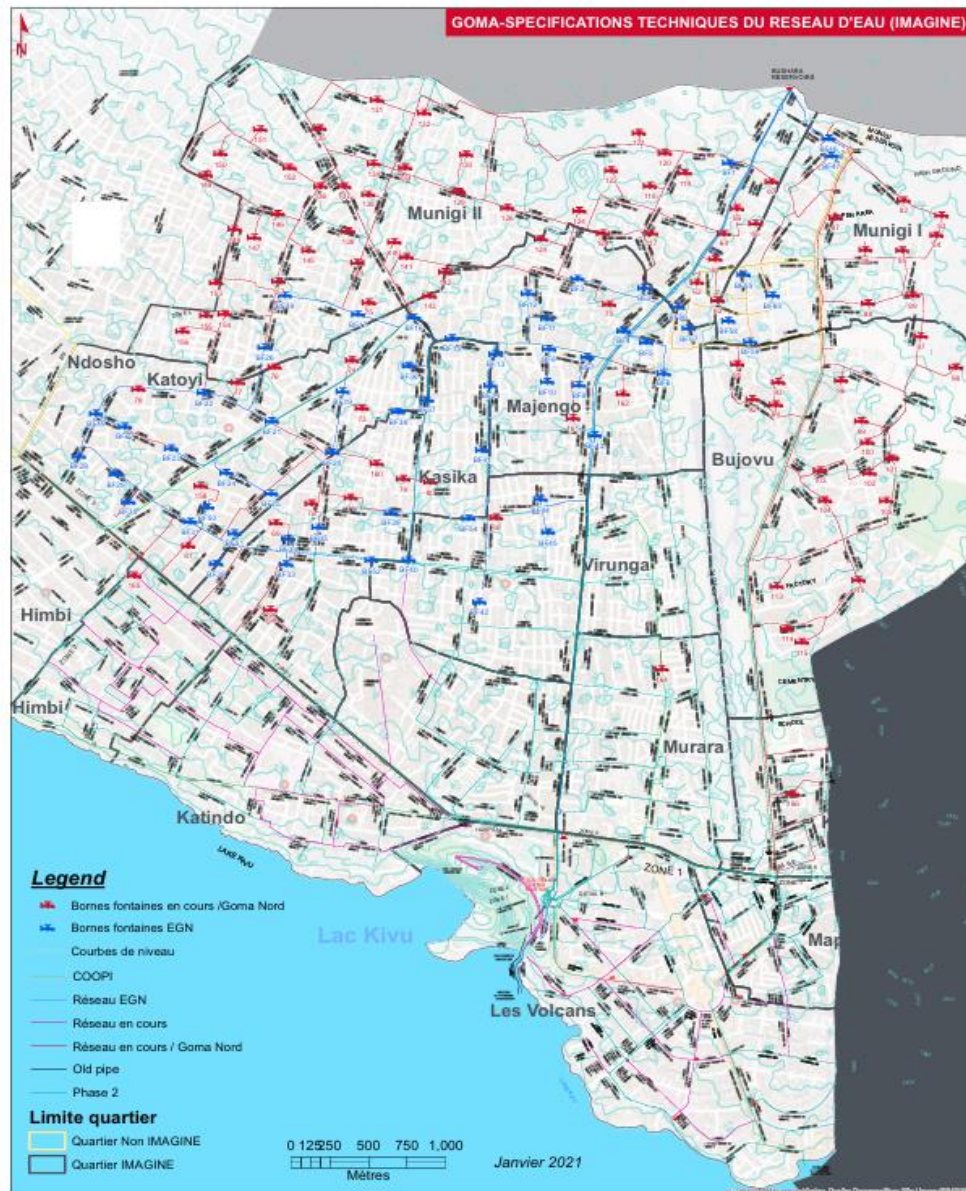
TABLEAU SYNTHESE 1^{er} TRIMESTRE

NAISSANCE	MORTALITE			ENTREES					SORTIES									
	G	F	T	H	F	G	F	T	H	F	G	F	T					
JANVIER	6	8	14	6	2	2	3	13	10	8	20	12	50	5	6	4	10	25
FEBVIER	8	4	12	4	2	2	4	12	8	5	10	8	31	3	4	6	5	18
MARS	6	4	10	14	4		8	26	-	6	20	13	39	10	4	4	10	28
TOTAL	20	16	36	24	8	4	15	51	18	19	50	33	120	18	14	14	25	71

Fai à Goma, le 05/04/2024



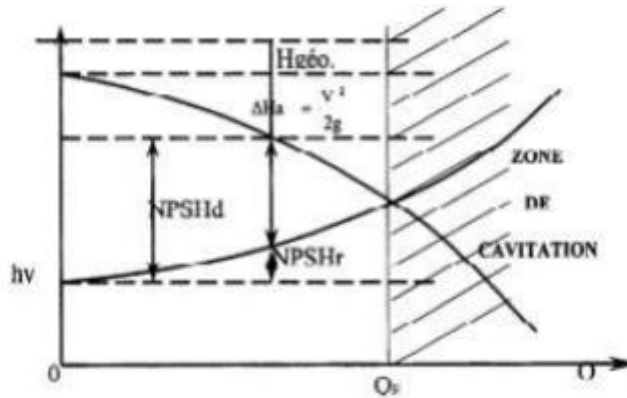
A.2 Carte du réseau d'AEP existant



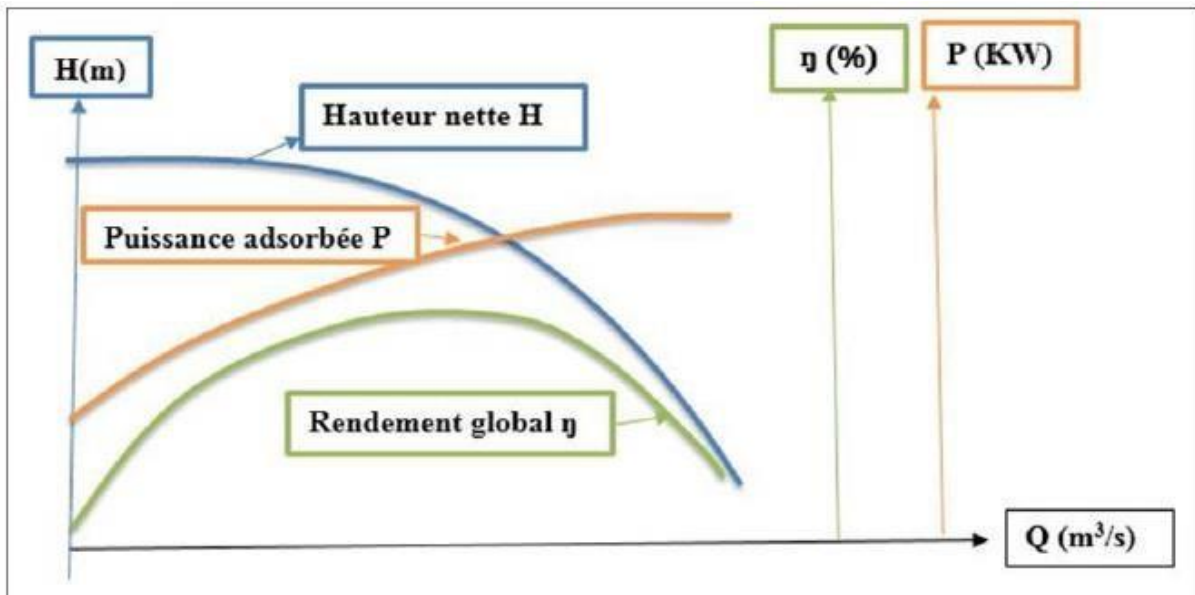
Annexe B

Réseau d'adduction en eau

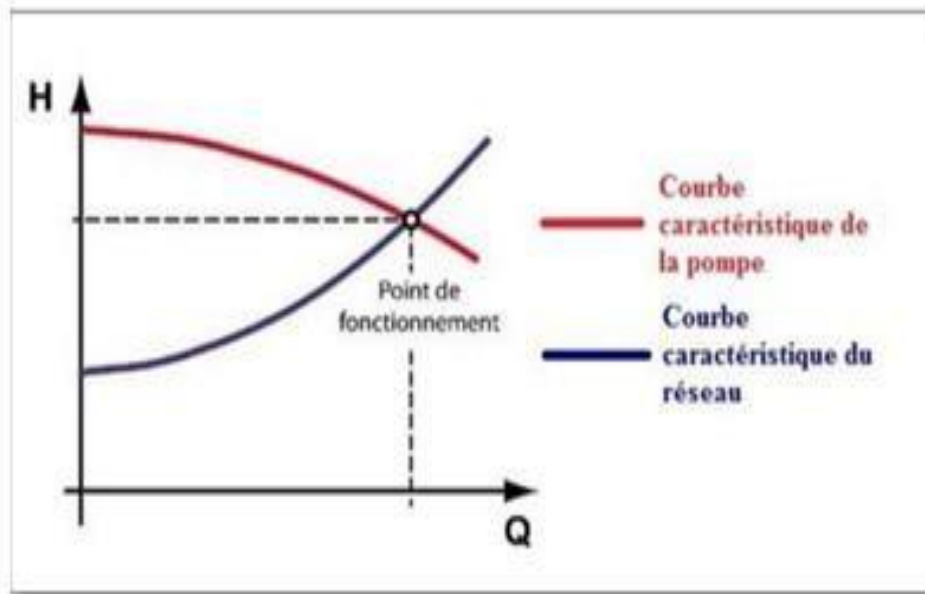
B.1 Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe



B.2 Courbe caractéristique d'une pompe



B.3 Point de fonctionnement d'une pompe



Annexe C

Réseau de distribution en eau potable

C.1 Diamètres nominaux et pressions nominales des conduites en PEHD

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	PN6	PN10	PN16	PN20	PN25
20	2.0	6	10	16	20	25
25	2.3	6	10	16	20	25
32	3.0	6	10	16	20	25
40	3.7	6	10	16	20	25
50	4.6	6	10	16	20	25
63	5.8	6	10	16	20	25
75	6.8	6	10	16	20	25
90	8.2	6	10	16	20	25
110	10.0	6	10	16	20	25
125	11.4	6	10	16	20	25
160	14.6	6	10	16	20	25
200	18.2	6	10	16	20	25
250	22.7	6	10	16	20	25
315	28.6	6	10	16	20	25
355	32,2	6	10	16	20	25
400	36.3	6	10	16	20	25
450	40,9	6	10	16	20	25
500	45.4	6	10	16	20	25
560	50,8	6	10	16	20	25
630	57,2	6	10	16	20	25

C.2 Altitudes aux nœuds du réseau

