



**DSPACE**

<https://dspace.org/>

**Etude d'alimentation en eau potable du quartier Rweza-Gasekebuye**

**Ntirampeba, Gilbert; Ndikumasabo, Frédéric**

**2005-04**

UB, ITS

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2279>

**UNIVERSITE DU BURUNDI  
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DU QUARTIER RWEZA- GASEKEBUYE**

**Par :**

**Sous la direction de:  
Ir Daniel NGENDAKURIYO**

**Lt Gilbert NTIRAMPEBA  
&  
Frédéric NDIKUMASABO**

**Projet de fin d' études présenté  
et soutenu publiquement en vue  
d'obtention du grade d' ingénieur  
industriel en génie civil**

**Bujumbura Avril 2005**

**DEDICACE**

A mon regretté père,

A mon regretté frère,

vous êtes partis trop tôt,  
vous auriez pu savourer le fruit de vos efforts,  
pour vous je garde un vif regret de notre séparation  
et je resterai ferme sur les actions qui vous honorent,

A ma chère mère qui m'a éduqué dans la dignité humaine,

A mes frères et sœurs;

A tous les officiers de la 32<sup>ème</sup> promotion;

A tous ceux qui se réjouissent de ma réussite,

Je dédie ce travail.

**Lieutenant**

**Gilbert NTIRAMPEBA**

## II

### DEDICACE

A Dieu Tout Puissant,

A mes regrettés parents,

A vous NIZIGAMA Spès et  
NIYONIZIGIYE Evariste  
décédés si jeunes,

A vous frères et sœurs,

A vous parentés et amis,

A tous qui ceux me sont chers,

je dédie ce travail.

**Frédéric NDIKUMASABO**

### III

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, qu'il nous soit permis d'exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à sa réalisation.

Nous remercions vivement l'ingénieur Daniel NGENDAKURIYO qui a bien voulu diriger ce travail malgré ses multiples occupations, ses conseils nous ont été d'une grande utilité.

Nous remercions également tous les professeurs de la faculté des sciences appliquées et de l'institut technique supérieur, en particulier ceux du département de génie civil pour la formation scientifique et humaine qu'ils nous ont donnés.

Nos sentiments de reconnaissance s'adressent aussi à l'endroit des autorités de la REGIDESO, du département de l'aménagement et de l'urbanisme au Ministère des travaux publics qui ont mis à notre disposition toutes les données relatives à notre recherche.

Enfin, que nos parents, parentés sans oublier nos chers camarades étudiants, particulièrement ceux du campus KIRIRI avec qui nous avons partagé nos joies et nos peines à l'Université du BURUNDI, trouvent ici notre grande satisfaction.

Nous vous disons merci.

**TABLE DES MATIERES****pages**

Dédicace.....	I
Remerciements.....	III
Table des matières.....	IV

**CHAP.I: INTRODUCTION GENERALE**

I.1: Motivation du sujet.....	1
I.2: Présentation du sujet.....	1
I.3: Le bien fondé du sujet.....	2
I.4: L'eau et la santé.....	2
I.5: Situation géographique.....	3

**CHAP II: Détermination des besoins en eau potable pour le quartier  
RWEZA - GASEKEBUYE**

II.1: Introduction.....	4
II.2: Présentation du plan parcellaire.....	4
II.3: Evaluation de la population.....	4
II.3.1: Effectif de la population pour RWEZA.....	4
II.3.2: Effectif de la population pour GASEKEBUYE.....	5
II.4: Evaluation des besoins en eau potable.....	6
II.4.1: Calcul de la consommation globale.....	6
II.4.2: Les fluctuations de consommation.....	7
II.4.3: Calcul du débit de Pointe.....	7
II.4.4: Les pertes en eau potable.....	7
II.4.4.1: Les pertes techniques.....	8
II.4.4.2: Les pertes commerciales.....	8
II.4.5: Réserve d'incendie.....	9

**CHAP. III: LES SOURCES D' APPROVISIONNEMENT  
EN EAU POTABLE**

III.1: Les sources susceptibles d'alimenter le quartier RWEZA-GASEKEBUYE.....	10
III.1.1: Sources des montagnes.....	10
III.1.1.1: Description.....	10
III.1.1.1.1: La source MUSUMBA.....	10
III.1.1.1.2: La source KAVIRAME.....	11
III.1.1.1.3: La source BUHONGA.....	11
III.1.1.2: Traitement des eaux des sources.....	11
III.1.1.3: Qualité de l' eau traitée.....	11

III.1.2: Le lac TANGANNYIKA.....	12
III.1.2.1: Analyse des eaux du Lac TANGANNYIKA.....	12
III.1.2.2: Qualité de l'eau brute du Lac.....	12
III.1.2.3: Pré traitement des eaux du Lac.....	13
III.1.3: Etude des eaux de la rivière MUHA.....	14
III.1.3.1: Etude chimique des eaux de la rivière MUHA.....	15
III.1.3.2: Bulletin d'analyse physico-chimique des eaux de MUHA.....	16
III.1.4: La rivière KANYOSHA.....	16
III.2: Procédés de stérilisation de l'eau.....	17
III.2.1: Le Chlore et ses composés dans l'eau.....	17
III.2.1.1: Effet stérilisant de l'eau par le Chlore.....	18
III.2.1.2: Le Chlore combiné.....	18
III.2.2: Le Brome et l' Iode.....	18
III.2.3: Le Permanganate de Potassium.....	19
III.2.4: L'Ozone .....	19
III.2.5 Désinfection par l'Argent.....	20
III.3: Choix de la source.....	20

#### **CHAP.IV: SYSTEME D'ALIMENTATION**

IV.1: Système gravitaire .....	21
IV.2: Système de pompage.....	21
IV.3: Choix du système d' alimentation du quartier RWEZA-GASEKEBUYE.....	21
IV.3.1: Généralités sur les pompes.....	21
IV.3.2: Montage d'une pompe centrifuge.....	22
IV.3.3: Raccordement des tuyauteries.....	22
IV.3.4: Différents organes d'une pompe centrifuge.....	23
IV.3.5: Rôles des organes d'une pompe centrifuge.....	23
IV.3.6: Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge.....	23
IV.3.7: Amorçage des pompes.....	24
IV.3.7.1: Amorçage par remplissage d'eau.....	24
IV.3.7.2: Amorçage sous pression.....	24
IV.3.7.3: Amorçage par pompe à vide.....	24
IV.3.8: Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	24
IV.3.9: Aspiration des pompes centrifuges.....	25
IV.3.9.1: Notion de NPSH (Net Positive Suction Head).....	25
IV.3.9.2: Phénomène de cavitation.....	25
IV.10: Calcul du débit de refoulement.....	27
IV.3.11: Calcul du diamètre économique.....	27
IV.3.12: Détermination provisoire de la côte du réservoir.....	28
IV.3.13: Pose de la conduite de refoulement.....	29
IV.3.14: Détermination d'une pompe.....	29

## VI

IV.3.14.1: Hauteur géométrique d' élévation.....	30
IV.3.14.2: Hauteur géométrique d'aspiration.....	30
IV.3.14.3: Hauteur de refoulement.....	30
IV.3.14.4: Hauteur manométrique totale d' élévation.....	30
IV.3.14.4.1: Calcul des pertes de charge linéaires.....	31
IV.3.14.4.2: Calcul des pertes de charge d' aspiration.....	31
IV.3.14.4.3: Pertes de charge singulières.....	32
IV.3.15: Choix de la pompe.....	32
IV.3.16: Vérification de la cavitation.....	33
IV.4: Protection de la conduite contre les coups de bélier.....	34
IV.4.1: Les causes des coups de bélier.....	34
IV.4.2: Description du phénomène du coup de bélier.....	34
IV.4.3: Calcul du coup de bélier.....	35
IV.4.3.1: Cas de fermeture brusque.....	35
IV.4.3.2: Cas de fermeture lente.....	36
IV.4.4: Méthodes de protection des conduites contre les coups de bélier.....	36

## CHAP.V: RESEAU DE DISTRIBUTION

V.1 Généralités.....	38
V.2: La conduite d'adduction.....	38
V.2.1: Dimensionnement de la conduite d' adduction.....	39
V.2.1.1: Conduite d'adduction pour GASEKEBUYE.....	39
V.2.1.1.1 Evaluation des besoins en eau potable pour GASEKEBUYE.....	39
V.2.1.1.2: Calcul du diamètre économique.....	39
V.2.1.2: Conduite d'adduction pour RWEZA.....	40
V.2.1.2.1: Evaluation des besoins en eau potable.....	40
V.2.1.2.2: Calcul du diamètre de la conduite.....	40
V.2.2: Système de contrôle des conduites d'adduction.....	41
V.3: Différents types de réseaux de distribution.....	41
V.4: Choix du type de réseau.....	41
V.5: Dimensionnement du réseau maillé du quartier GASEKEBUYE.....	42
V.5.1: Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles.....	43
V.5.2: Evaluation des besoins en eau potable à l' extérieur des mailles.....	43
V.5.3: Répartition provisoire des débits.....	44
V.5.4: Calcul du réseau maillé.....	45
V.5.5: Répartition finale des débits.....	49
V.5.6: Dimensionnement des réseaux ramifiés.....	50
V.5.7: Réseau complet de distribution.....	51
V.5.7.1: Répartition des débits aux tronçons dans les mailles.....	52
V.5.7.2: Répartition des débits à l' extérieur des mailles.....	54
V.5.7.3: Dimensionnement des conduites à l' intérieur des mailles.....	55
V.5.7.4: Dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles.....	57

## VII

V.6: Détermination de la côte définitive du radier.....	58
V.6.1: Calcul des pertes de charge dans la conduite d'adduction.....	58
V.6.1.1: Pertes de charge linéaire.....	58
V.6.1.2: Pertes de charge singulières.....	59
V.6.2: Calcul des pertes de charge dans la maille I.....	60
V.6.3: Détermination de la côte du radier.....	60
V.7: Dimensionnement du réseau maillé pour le quartier RWEZA.....	61
V.7.1: Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles.....	61
V.7.2: Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles.....	61
V.7.3: Répartition provisoire des débits dans le quartier RWEZA.....	62
V.7.4: Répartition finale des débits.....	64
V.7.5: Réseau complet de distribution.....	65
V.7.5.1: Répartition des débits aux tronçons dans les mailles.....	66
V.7.5.2: Répartition des débits à l'extérieur des mailles.....	66
V.7.5.3: Dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles.....	67
V.7.5.4: Dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles.....	67

## CHAP.VI: DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

VI.1: Utilité du réservoir.....	68
VI.2: Capacité du réservoir.....	68
VI.2.1: Valeur théorique de la capacité du réservoir.....	68
VI.2.2: Valeur pratique de la capacité du réservoir.....	72
VI.3: Choix de la forme du réservoir.....	72
VI.4: Dimensions du réservoir.....	72
VI.4.1: Vue en plan du réservoir.....	74
VI.4.2: Plan des poutrelles de la dalle .....	74
VI.4.3: Coupe A-A.....	75
VI.5: Calcul des armatures.....	76
VI.5.1: Dalle de couverture.....	76
VI.5.1.1: Calcul des moments.....	76
VI.5.1.2: Calcul de la section des armatures.....	78
VI.5.2: Poutres.....	79
VI.5.2.1: Calcul des charges.....	79
VI.5.2.2: Calcul des moments.....	80
VI.5.2.3: Calcul des armatures.....	80
VI.5.3: Poteaux supportant la dalle.....	81
VI.5.3.1: Calcul des charges .....	81
VI.5.3.2: Calcul des armatures.....	82
VI.5.4: Paroi circulaire.....	83
VI.5.4.1: Calcul de la traction dans la paroi circulaire.....	83
VI.5.4.2: Calcul des armatures.....	84
VI.5.5: Le radier.....	85

## VIII

VI.5.5.1: Charges sur le radier.....	85
VI.5.5.2: Calcul des armatures.....	86

### **CHAPVII. ESTIMATION DU COUT DU PROJET**

VII.1: Introduction.....	87
VII.2: Coût des conduites et des raccords.....	87
VII.3: Calcul du volume des terrassements.....	88
VII.3.1: Coupe d'une tranchée contenant une conduite.....	88
VII.3.2: Calcul de la hauteur du sable.....	89
VII.3.3: Volume des déblais excédentaires.....	90
VII.4: Calcul des matériaux utilisés pour la construction des regards et du réservoir.....	90
VII.4.1: Les regards.....	90
VII.4.2: Le réservoir.....	92
VII.5: Calcul de la main d'œuvre.....	93
VII.6: Coût global du projet.....	96
VII.7: Planning des travaux.....	96
Conclusion générale.....	98
Bibliographie.....	99

## **CHAP. I INTRODUCTION GÉNÉRALE**

### **I.1. Motivation du sujet**

Une agglomération urbaine doit être alimentée en eau qui conditionne son activité et son développement. Cette eau est prélevée dans le milieu naturel (rivières, lacs, sources, nappe, etc).

Ainsi, partout dans le monde entier, on observe une incessante augmentation de la population dans les villes. Cette population fuit le milieu rural vers les villes afin d'y chercher du travail. En considérant le cas de notre pays plus précisément la ville de Bujumbura, on constate un développement urbain considérable. Pour faire face à cette situation, l'Etat a mis sur pied une politique d'extension de la ville de Bujumbura. Le ministère ayant les travaux publics dans ses attributions a créé de nouveaux quartiers et parmi ces derniers nous avons le quartier Rweza-Gasekebuye dans la partie Est de la ville de Bujumbura. La mise en place des nouveaux quartiers entraîne alors des travaux d'aménagement et quelques besoins dans lesquels l'eau potable occupe une place primordiale. Compte tenu de la quantité d'eau dans les quartiers environnants le quartier Rweza-Gasekebuye et l'altitude de ce dernier, on doit mettre en place un mécanisme d'alimentation en eau potable qui sera l'objet de notre étude.

### **I.2. Présentation du sujet**

Comme le sujet nous le signifie, notre travail se borne sur l'alimentation en eau potable. Il est composé par trois parties essentielles dont :

- les calculs hydrauliques;
- dimensionnement du réservoir en béton armé;
- évaluation du coût du projet.

Pour faire les calculs hydrauliques, nous utilisons les plans parcellaires qui donnent le nombre de parcelles afin de déterminer les besoins totaux en eau potable. On fera également une description des sources de montagnes susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye. Cette partie sera clôturée par la détermination du débit de production pour le quartier Rweza-Gasekebuye.

La deuxième partie nous propose un réservoir pouvant contenir l'eau qui sera utilisée dans ce quartier. La troisième partie nous permettra de déterminer les différentes activités effectuées, notamment la main-d'œuvre et les matériaux à utiliser qui sont deux éléments essentiels dans l'estimation du coût du projet.

### **I.3. Le bien fondé du sujet**

L'eau demeure l'élément important et irremplaçable pour la vie de l'homme et pour ses activités. L'existence des ressources adéquates en eau douce d'une qualité acceptable est donc obligatoire pour le développement. Tous les secteurs productifs des économies des pays ont besoin d'eau pour fonctionner. Les difficultés rencontrées dans l'approvisionnement en eau se répercutent sur les coûts de production pour enfin effectuer le prix de vente. Accéder à l'eau en quantité et en qualité suffisantes pour toute ou une partie de la population est quelque chose qui est influencée principalement par la productivité nationale.

Au Burundi comme ailleurs, l'alimentation en eau potable est une condition nécessaire à la vie. Malheureusement, l'accès pour tous à une eau de qualité se heurte à de nombreuses contraintes :

- les sociétés nationales qui assurent généralement ce service essentiel, et souvent avec courage et dévouement, sont limitées dans l'exécution de leurs missions par l'insuffisance des moyens et par un environnement difficile;
- le cadre institutionnel souvent complexe freine l'investissement nécessaire à la modélisation et à l'extension du service;
- la lourdeur des structures rend difficile l'évolution technologique indispensable pour une meilleure maîtrise de la question;
- le statut du personnel peu motivant ne favorise pas l'initiative et la prise de responsabilité nécessaire à la rentabilité de la société ;
- La gestion de la clientèle insuffisamment informatisée et mal maîtrisée est à l'origine de mauvais ratios de facturation et d'encaissement ouvrant la porte au gaspillage.

### **I.4. L'eau et la santé**

L'eau est le symbole d'hygiène, de santé, de joie de vivre. Elle est également la vie, et sans elle, il n'y a pas de problèmes car il n'y a plus d'hommes. S'il y a une pénurie totale d'eau dans une ville ou une localité quelconque, il y a beaucoup de conséquences.

Il est à remarquer que l'eau occupe une place de choix dans le développement humain. C'est d'abord une ressource importante à toute forme de vie et à de nombreuses activités. Sa qualité et sa quantité sont déterminantes de la santé des populations et c'est de bonne santé des individus que dépend la longévité.

### **I.5. Situation géographique**

Le quartier Rweza-Gasekebuye se situe à l'Est de la ville de Bujumbura et est divisé en deux parties par la rivière Muha. Dans la partie sud de la rivière se trouve Gasekebuye qui couvre une superficie de 120 ha et est délimitée comme suit :

- à l'Est par les contreforts surplombants la ville ;
- à l'Ouest par la RN7 ;
- au Sud-Ouest par le camp Muha ;
- au Sud-Est par le quartier Musaga.

Dans la partie Sud de la rivière se trouve Rweza qui couvre une superficie de 22ha et qui est délimité par :

- au Nord le quartier Gatoke ;
- au Sud la rivière Muha .

## **CHAP.II DETERMINATION DES BESOINS EN EAU POTABLE POUR LE QUARTIER RWEZA-GASEKEBUYE**

### **II.1 Introduction**

La demande globale en eau potable exprimée en m<sup>3</sup>/j est fonction des besoins de la zone à desservir dépendant du niveau de vie de la population habitant la zone. C'est pourquoi pour pouvoir concevoir un réseau d'adduction d'eau potable pour un quartier donné, il est nécessaire de connaître les besoins globaux de ce quartier.

Pour faire une évaluation des besoins en eau potable, il faut d'abord passer à l'évaluation de la population et ses besoins en eau. Aussi, pour évaluer le débit d'alimentation, il faut connaître avant tout la population à desservir durant une période de vie du réseau.

Dans notre travail, nous allons considérer une période de vie de 20 ans. Comme le quartier est à ce moment en cours de construction, nous avons supposé une occupation effective du quartier en 2006. l'horizon est donc fixé en 2026.

### **II.2 Présentation du plan parcellaire**

On a trois types de parcelles qui sont en fonction de la superficie. L'enquête socio-économique a été réalisée par le maître de l'ouvrage délégué (RMC) qui a fixé les critères d'aménagement. Ainsi, 60% des parcelles ont une superficie de 5 à 6 ares, 30% de 6 à 8 ares et moins de 5% plus de 8 ares. La partie Est est accidentée (pente de plus de 15%) et c'est là que sont concentrées les parcelles de plus de 8 ares. Par contre, la partie Ouest du site Gasekebuye à côté du camp militaire ainsi qu'une bonne partie du quartier Rweza ont un relief doux, ce qui fait que c'est là qu'on a proposé l'aménagement de toutes les parcelles de faible taille (5 à 6 ares).

### **II.3 Evaluation de la population**

Pour déterminer la population à desservir, on se sert du plan de lotissement. Pour notre travail, le plan est subdivisé en deux, on trouve au Nord de la rivière Muha le quartier Rweza et au Sud le quartier Gasekebuye.

Le quartier Rweza compte 99 parcelles tandis que Gasekebuye compte 547 parcelles avec quelques équipements à savoir :

- \*un marché;
- \*une école primaire;
- \*un collège municipal;
- \*un terrain de jeu;
- \*un centre de santé;
- \*un lieu de culte.

### II.3.1 Effectif de la population pour Rweza

Le quartier Rweza totalise 99 parcelles, et d'après les informations tirées de la REGIDESO, on compte 6 personnes par ménage, ce qui fait que la population initiale sera  $99 \times 6$  personnes qui donne 594 personnes.

Etant donné que la population augmente d'une année à une autre dans la période de vie du réseau d'alimentation et connaissant la population du début d'occupation  $P_0$ , nous allons utiliser le modèle des prévisions exponentielles donné par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1+t)^n$$

Où :  $P_n$  : population jusqu'en 2026

$P_0$  : population initiale

$t$  : taux de croissance de la population qui est pris à 3% d'après le recensement de 1989

$n$  : période de vie du réseau qui est estimée à 20 ans

$P_0$  est estimée sur base du plan de lotissement.

Le quartier Rweza subdivisé en 99 parcelles sera occupé en 2026 par:

$$P_n = P_0(1+t)^n$$

$$P_0 = 594 \text{ personnes}$$

$$n = 20$$

$$t = 0.03$$

$$P_n = 594(1+0.03)^{20} = 1073 \text{ personnes.}$$

### II.3.2 Effectif de la population de Gasekebuye

Le plan de lotissement du quartier Gasekebuye compte 547 parcelles, la population initiale sera de  $547 \times 6 = 3282$  personnes.

La population jusqu'à l'horizon fixé sera donc

$$P_n = 3282(1+0.03)^{20} = 5928 \text{ personnes}$$

Pour la période de vie de 20 ans, la population à considérer pour le quartier Rweza-Gasekebuye sera alors  $1073+5928 = 7001$  personnes.

## II.4 Evaluation des besoins en eau potable

La fourniture en eau potable en quantité et en qualité suffisante est indispensable pour la vie humaine. Les besoins physiologiques de l'homme sont au moins 5l par personne par jour pour la boisson, et cette eau doit être de bonne qualité, l'homme doit aussi se laver, laver les habits régulièrement, laver les ustensiles de cuisine, laver les véhicules, etc.

Les besoins en eau potable sont donc classés en deux catégories :

- 1) les besoins privés qui sont surtout les besoins domestiques des habitants eux-mêmes en fonction de leur niveau de vie;
- 2) les besoins collectifs qui concernent les équipements de la zone à desservir.

Les besoins en eau potable pour les équipements sont évalués à l'aide de la notion d'équivalent consommateur qui convertit les consommations des équipements collectifs en équivalent consommateur de façon à rapporter la totalité des consommations d'un centre ou quartier donné au nombre fictif des résidents bénéficiaires qui généreront la même consommation globale. Ainsi, le nombre total d'équivalent consommateur s'obtient en divisant les besoins quotidiens globaux par la consommation moyenne d'un résident, soit 15litres par jour.

### II.4.1 Calcul de la consommation globale

Catégorie des besoins	2006			2026		
	popula tion	Consomm ation l/j/hab	Consommation totale m <sup>3</sup> /j	popul ation	Consommation par hab(l/j)	Consommation totale m <sup>3</sup> /j
Privés	3876	250	969	7001	250	1750.25
Collectifs	65(EC)		16.25	117		29.25
Total	3941		985.25	7118		1779.5

EC : Equivalent-consommateur

La consommation globale pour le quartier Rweza-Gasekebuye est donc évaluée à 1779.5 m<sup>3</sup> par jour.

## II.4.2 Les fluctuations de consommation

La consommation journalière sert de dimensionnement des installations hydrauliques comme celles de captage ou de traitement d'eau brute. A Bujumbura, le facteur de pointe journalière affecté à la consommation moyenne journalière est estimé à 1.3 d'après les études réalisées par la GKW.REGIDESO. On a donc  $Q_{\max}$  par jour = 1.3 $Q_{\text{moy}}$  par jour.

Avec les mêmes études, le facteur de pointe horaire à affecter au débit maximal journalier est de 1.44 qui donne

$$Q_{\max,h} = 1.44Q_{\max/j} = 1.87Q_{\text{moy}/j}$$

1.3 : le facteur de pointe journalière affecté à la consommation moyenne journalière

1.44 : le facteur de pointe horaire à affecter au débit maximal journalier

## II.4.3 Calcul du débit de pointe

Le débit de pointe est le produit du débit moyen par le coefficient de pointe.

$$Q_p = Q_{\text{moy}} \times C$$

Où  $Q_{\text{moy}}$  : débit moyen en l/j

$Q_p$  : débit de pointe

$C$  : coefficient de pointe

$$C = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_{\text{moy}}}} \text{ et varie de } 1,5 \text{ à } 4$$

## II.4.4 Les pertes en eau potable

Il convient d'abord de rappeler que les pertes sont définies classiquement de façon suivante.

$$\text{Perte}(\%) = \frac{\text{Volume produit}(\text{m}^3) - \text{volume facturé}(\text{m}^3)}{\text{Volume produit}(\text{m}^3)}$$

Les pertes d'eau peuvent être réparties en deux catégories :

#### **II.4.4.1 Les pertes techniques**

Les pertes techniques correspondent au volume d'eau qui s'échappe des installations de distribution sans aucun bénéficiaire. Elles incluent donc en premier lieu les fuites qui ont lieu sur les branchements de distribution (en amont du compteur de l'abonné) et sur les raccordements des bornes fontaines (en amont du compteur).

D'après les analyses effectuées sur la période de janvier –décembre 1997 par la REGIDESO, on a évalué les pertes globales d'eau à 46% du volume produit, et on a quantifié les différentes composantes de la façon suivante :

- fuites : 25% à 30% ;
- sous-comptage (ou sous enregistrement des consommations réelles) chez les abonnés 6% à 14% ;
- absence de facturation dans certains quartiers 3% à 4% ;
- causes diverses (débordement des réservoirs, abonnés non enregistrés, fraude) 3% ;
- autres causes, en particulier la mauvaise maîtrise du processus de relevé des compteurs : 1% à 4%.

#### **II.4.4.2 Les pertes commerciales**

Les pertes commerciales incluent les volumes d'eau utilisés par différents bénéficiaires qui échappent à la facturation pour diverses raisons. Les composantes identifiées à Bujumbura sont les suivantes :

- sous-comptage chez les abonnés (c'est-à-dire sous-enregistrement des volumes consommés) en raison de la vétusté des compteurs ;
- absence de relevés de compteurs et donc non facturation ;
- fraude sous diverses formes ;
- non enregistrement de certains abonnés légaux dans les fichiers du service facturation de la REGIDESO ;
- usages publics non facturés (qui sont cependant marginaux).

Afin de diminuer les pertes à un niveau acceptable (25% à 30%), la REGIDESO a mis en place un plan d'action comme l'installation des compteurs généraux sur les points d'alimentation de chaque quartier et des compteurs pour chaque abonné afin de contrôler le niveau de perte et son évolution par comparaison du volume d'alimentation avec le volume facturé.

#### **II.4.5 Réserve d'incendie**

La Réserve d'incendie doit pouvoir lutter contre un incendie qui durerait 2 heures avec une pompe débitant  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ . Il faut disponibiliser donc une quantité d'eau au moins égale à  $360\text{m}^3$ . Comme notre quartier est un peu vaste, et aussi pour permettre le secours rapide en cas d'incendie, nous allons installer trois points d'incendie, un dans Rweza et deux dans Gasekebuye.

## **CHAP. III LES SOURCES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE**

Dans le but d'alimenter le quartier ou une localité quelconque en eau potable, il est indispensable d'étudier les différentes sources pouvant satisfaire les besoins en eau potable en quantité et qualité nécessaires. Pour ce faire, comme la ville de Bujumbura se situe dans la plaine de l'Imbo, ses quartiers peuvent être alimentés soit par les sources des montagnes surplombants la ville, soit par les eaux du lac Tanganyika. Ainsi, le quartier Rweza-Gasekebuye qui est l'objet de notre étude peut être alimenté par les sources de montagnes suivantes :

- la source Buhonga
- la source Musumba

Il peut être aussi alimenté par les eaux du lac Tanganyika, celles des rivières Muha et Kanyosha. Il nous sera alors question d'étudier les débits et la qualité des eaux des différentes sources ci haut citées afin de pouvoir repérer la source satisfaisant les besoins en eau potable de notre quartier ( Annexe n°1).

### **III.1 Les sources susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye**

#### **III.1.1 Description**

##### **III.1.1.1 Sources de montagnes**

Suite à une insécurité qui prévalait dans Bujumbura rural au cours de notre recherche, il était impossible de franchir les sources qui alimentent la ville de Bujumbura. Nous nous sommes donc basés sur les informations tirées de la REGIDESO et de la description faite en 1979 et celle de 1997.

##### **III.1.1.1.1 La source Musumba.**

Le bassin de la source Musumba se trouve à environ 18 km à l'Est de la ville de Bujumbura, à une altitude de 1600m. Il y a à cet endroit, en plus de l'eau de diaclase captée directement à partir des failles rocheuses, un captage de l'eau de ruissellement. Cette eau est amenée à travers des conduites de drainage jusqu'à la station de traitement SP3, qui se trouve en bas du boulevard du 28 novembre. Il s'agit en fait de trois captages situés sur le flanc Est du mont Musumba. Cette source a un débit moyen de 20100m<sup>3</sup> par mois (660m<sup>3</sup>/jour). Il s'agit là d'une valeur moyenne sur les années 1996 et 1997, et ce débit est relativement stable. La capacité de cette

source peut être augmentée en remettant en service la source Kavirame pour obtenir un débit plus élevé de 1060m<sup>3</sup>/jour.

#### **III.1.1.1.2 Source KAVIRAME**

Le bassin des sources Kavirame se trouve à l'Est du Mont Musumba.. La vallée principale s'étend sur une longueur de 800m en direction Sud Sud Est avec au total 4 affluents latéraux. L'eau est collectée dans le ruisseau Kavirame, mais le captage de ce bassin a été détruit pendant les événements des années 1994-1995. Le limnigraphe installé par G. KW Consult en 1979 n'est plus entretenu à présent.

A la sortie de la vallée, l'eau est amenée à la station de traitement Sp3.

Cette source a un débit de 400m<sup>3</sup>/j environ.

#### **III.1.1.1.3 La source Buhonga**

La source Buhonga n'est utilisée de nouveau que depuis septembre 1997 pour l'alimentation en eau potable de la ville de Bujumbura. Pendant les événements des dernières années, le collecteur principal a été détruit, aujourd'hui le débit des sources dans la région s'élève à 23500 m<sup>3</sup> par mois, ce qui correspond à un débit de 770m<sup>3</sup> d'eau par jour. Selon les informations tirées de la REGIDESO, il sera possible d'augmenter le débit de la source pour obtenir une valeur de 1700m<sup>3</sup> par jour car quelques sources actuellement assemblées pourront être facilement remises en service.

#### **III.1.1.2 Traitement des eaux de sources**

La station de traitement comprend essentiellement un filtre à magno pour déferrisation et une installation de chloration. Mais à l'heure actuelle, seule l'eau de la source Musumba y est traitée.

#### **III.1.1.3 Qualité de l'eau traitée**

Les eaux de source Buhonga et Musumba sont régulièrement analysées à partir des paramètres suivants :

- la turbidité
- le pH ;
- la conductivité ;
- la dureté totale ;
- le chlore résiduel.

Source	Musumba	Buhonga
pH	6.7	6.3
Conductivité( $\mu\text{s}/\text{cm}$ )	20	33
Dureté totale ( $\text{mgCaCO}_3/\text{l}$ )	9	9.5
Alcalinité totale (mg $\text{CaCO}_3/\text{l}$ )	13	16
Chlore résiduel (mg/l)	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5

### III.1.2 Le lac Tanganyika

#### III.1.2.1 Analyse des eaux du lac Tanganyika

Depuis la fin de l'année 1969, une grande partie de la ville de Bujumbura était alimentée en eau potable par le lac Tanganyika. L'eau du lac avait d'abord été prélevée par une conduite de DN600 et d'une longueur de 1500m atteignant une profondeur de 29m..

Depuis 1979, il a été proposé d'abandonner cette conduite de prise d'eau à cause de sa trop petite capacité de prise d'eau d'une part et en raison des risques de rupture élevés d'autre part et de poser une nouvelle conduite double. La nouvelle conception a été déterminée dans le cadre de l'étude de faisabilité (1981) et dans l'étude d'exécution (1988). Deux nouvelles conduites DN900 en fonte ductile sont donc posées en parallèle. Ces derniers ont 3.5km x2 de longueur dont 700m posés en tranchées immergées et 2.8km sur le fond du lac. Le point de prise d'eau se situe à environ 25m sous le niveau du lac et la profondeur d'eau à cet endroit est de 55 à 60m. La prise est faite par deux tuyaux verticaux de 30m de hauteur supportés par des flotteurs et cet ouvrage de prise est muni de crépines d'entrée spéciales.

#### III.1.2.2 Qualité de l'eau brute du lac

Les résultats d'analyse d'eau brute et de matériaux filtrants peuvent être résumés et interprétés comme suit :

Pour une température relativement constante de 26 à 27°C, la valeur du pH est de 9 en surface et de 8.95 à 25m.. La raison pour cette valeur de pH assez haute est due principalement à la haute teneur en carbonate d'environ 320mg de  $\text{CaCO}_3$  par litre d'eau. On a constaté que l'eau du lac est saturée en  $\text{CO}_2$ . Ceci implique qu'au contact de l'eau avec de l'air le  $\text{CO}_2$  est libéré sous forme de gaz et les composants responsables de la dureté de l'eau précipitent sous forme de  $\text{CaCO}_3$ . Ce processus pourrait expliquer la présence de  $\text{CaCO}_3$  dans le sable filtrant qui contribue au colmatage des

filtres. En outre, la végétation dans le lac dépend essentiellement des substances nutritives disponibles et de l'intensité de la lumière qui en tenant compte des oscillations saisonnières et des oscillations pendant la journée exercent une influence considérable sur la qualité de l'eau du lac.

### III.1.2.3 Prétraitement des eaux du lac

Nous venons de voir ci - haut que le colmatage du sable des filtres est dû à une concentration trop importante de  $\text{CaCO}_3$  en suspension dans l'eau brute. On a donc deux types de procédés pouvant permettre l'élimination de  $\text{CaCO}_3$  en suspension afin d'éliminer le problème de colmatage des filtres.

-Aération de l'eau brute : c'est une installation permettant de faire écouler l'eau sur une grande surface afin d'augmenter la surface de contact avec l'air

-Acidification minérale de l'eau brute : l'addition d'une solution au HCl d'une concentration donnée dans l'eau brute conduit à une diminution brute du pH (idéalement à une valeur de pH égale à 7).

La concentration de  $\text{CaCO}_3$  dans l'eau étant plus forte pour un pH faible. Donc la concentration en  $\text{CaCO}_3$  en suspension diminue au profit du  $\text{CaCO}_3$  en solution. Le  $\text{CaCO}_3$  dissout peut alors s'écouler à travers le filtre sans précipiter et donc sans provoquer le phénomène de colmatage des filtres.

## Qualité de l'eau brute du Lac Tanganyika

Analyse de septembre 1997

Paramètre	Unité	Surface	à 25m de profondeur
Température	°C	27.6	26.4
PH	-	0.09	8.95
Oxygène dissout	mg O <sub>2</sub> /l	0.07	6.45
Turbidité	TE/F	-	1
Conductivité	µs/cm	643	651
CO <sub>2</sub> libre	mg/l	0	0
CO <sub>2</sub> équilibrant	mg/l	-	0.91
CO <sub>2</sub> combiné	mg/l	-	147
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	-	327
Alcalinité	mg CaCO <sub>3</sub> /l	313	323
Dureté totale	mg CaCO <sub>3</sub> /l	192	192.75
Chlorure	mgCl <sup>-</sup> /l	29	29
Fer total	mg/l	0.05	0.03
Manganèse	mg Mn <sup>2+</sup> /l	0.04	0.04
Nitrate	mg NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> /l	0.009	0.006
Nitrite	mg NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> /l	0.003	0.002
Azote ammoniacal	mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /l	0.03	0.03
Phosphore total	mg P O <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l	-	0.18
DCO	mg/l	0.06	0.05
Na <sup>+</sup>	mg/l	0.62	0.62
K <sup>+</sup>	mg/l	33.25	0.33
Ca <sup>2+</sup>	mg/l	0.11	0.11
Mg <sup>2+</sup>	mg/l	38.95	39.65
Orthophosphate	mgPO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> /l	0.00	0.8

### III.1.3 Etude des eaux de la rivière Muha

D'après les renseignements tirés de la planification dans un document (Etude d'aménagement des rivières qui traversent la ville de Bujumbura), les études menées ont permis de déterminer les crues et les débits moyens journaliers maximum annuels. Après avoir recueilli les débits des crues dépassés 1.01 ans, 2 ans, 5 ans 10 ans 25 ans et 100ans, on a considéré la crue décisive d'une période de temps de retour de 10 ans.

Considérant une superficie du bassin versant de 26.39 km<sup>2</sup> et utilisant la formule rationnelle ci-après, on trouve les débits de pointes des temps de retour.

$$Q_p = C.I.A. \text{ avec : } Q_p : \text{débit de pointe en m}^3/\text{s}$$

$$C : \text{Coefficient de ruissellement}$$

$$I : \text{Intensité horaire des pluies en mm/h}$$

$$A : \text{Superficie du bassin versant en km}^2$$

Les débits de crues dépendent de la taille, la forme et la végétation du bassin.

A partir des débits de pointe calculés par la formule rationnelle, il est possible d'estimer les débits moyens journaliers maxima annuels en utilisant la formule de Fuller :

$$Q_m = Q_p / (1 + 2.666A^{-0.3})$$

Superficie (km <sup>2</sup> )	Qp (m <sup>3</sup> /s)						
	1.01 ans	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
26.39	7.19	23.77	32.72	38.74	73.95	165.74	183.35

En considérant Q<sub>p</sub> de temps de retour t = 1,01ans, on a trouvé un débit moyen journalier maxima annuel de 2,26m<sup>3</sup>

### III.1.3.1 Etude chimique des eaux de la rivière Muha

La REGIDESO qui a fait des études chimiques des eaux de la rivière Muha a procédé par des prélèvements des échantillons dans divers endroits le long de la rivière. Les sites de prélèvements sont :

- S<sub>1</sub> : à la hauteur de Gatoke ;
- S<sub>2</sub> : en contre bas du pont Muha ;
- S<sub>3</sub> : avant l'entrée du ruisseau Mpimba ;
- S<sub>4</sub> : en dessous de l'ISABU où la rivière subit l'influence des pépinières ISABU et des rejets domestiques du Quartier Kinanira II drainés par le ruisseau Mpimba ;
- S<sub>5</sub> : en contre bas du pont de l'Avenue du Large ;
- S<sub>6</sub> : au milieu du tronçon Pont-Avenue du Large et l'embouchure ;
- S<sub>7</sub> : au milieu de l'embouchure (Lac-rivière).

### III.1.3.2 Bulletin d'analyse physico-chimique des eaux de Muha

Paramètres	Sites de prélèvements						
	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>
T° (° C)	25.0	25.02	51.12	25.33	26.50	27.07	28.03
PH	7.5	7.8	7.42	7.6	7.8	7.87	8
Turbidité(TE/F)	5.2	7.7	-	8.8	18	22.2	28.6
N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> ( 10 <sup>-3</sup> mg/l)	1.88	1.63	-	23.9	10.92	14.4	11.7
N-NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ( 10 <sup>-1</sup> mg/l)	1.61	1.61	-	3.37	4.29	5.2	5.29
O <sub>2</sub> dissous(mg/l)	4.59	4.	-	4.46	4.39	4.21	4.13
Oxydabilité au KMnO <sub>4</sub>	0.59	0.77	-	1.63	2.04	2.77	2.13
DCO (mgO <sub>2</sub> /l)	-		-	-	217.9	317.3	228

D.C.O. : Demande chimique en O<sub>2</sub>

N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : teneur en azote ammoniacal

N-NO<sub>2</sub> : Azote nitreux

N-NO<sub>3</sub><sup>-</sup> : Azote nitrique

On a constaté que les valeurs de ces paramètres étudiés augmentent progressivement vers le lac. Cette augmentation est causée par les eaux de ruissellement qui rendent la rivière plus sale. Le traitement de ces eaux serait comme celui des eaux de la rivière Ntakangwa.

### III.1.4 La rivière Kanyosha

Etant donné que la rivière Kanyosha est proche de notre site d'étude, il est difficile de faire arriver ses eaux à cet endroit. Cette rivière se trouve à la partie Sud du site Gasekebuye, mais au Sud-Est entre le quartier et la rivière se trouve une montagne qui empêcherait l'adduction gravitaire. Cette adduction serait donc plus coûteuse parce qu'elle demanderait un pompage et un traitement des eaux difficile.

## Unité de production d'eau potable dans la ville de Bujumbura

Actuellement, la ville de Bujumbura dispose de cinq unités de production. Il s'agit des unités suivantes:

Abréviations	Désignation	Capacité actuelle( m <sup>3</sup> /j)	Traitement
P <sub>1</sub>	Usine Ntakangwa	32000	- Flocculation - Décantation - Filtration rapide - Désinfection
P <sub>2</sub>	Usine Lac	59500	- Filtres lents - Désinfection
P <sub>3</sub>	Source Musumba-Kavirame	660	- Aération - Désinfection - Déferrisation
P <sub>4</sub>	Source Buhonga	770	-
P <sub>5</sub>	Source Gatunguru	1790	Désinfection

### III.2 Procédé de stérilisation de l'eau

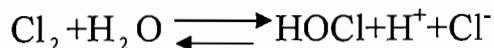
L'utilisation des réactifs chimiques oxydants pour le prétraitement des eaux vise d'abord la stérilisation de l'eau ou exactement la destruction des germes pathogènes, soit comme procédé unique, soit comme stade final en complément au traitement. Les réactifs utilisés sont:

Le chlore et ses composés, le brome, l'iode, l'ozone, le permanganate de potassium, l'eau oxygénée et l'argent.

Dans l'état de choses actuel, les réactifs les plus utilisés dans le but de destruction des germes pathogènes sont le chlore et ses composés.

#### III.2.1 Le chlore et ses composés dans l'eau

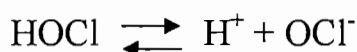
L'introduction du chlore dans l'eau conduit à son hydrolyse :



Le pH joue un rôle très important sur les formes des composés subsistants dans l'eau.

- |                |  |
|----------------|--|
| - pH ≤ 4       | Cl <sub>2</sub> dissout  |
| - 4 ≤p H < 5.6 | HOCl acide hypochloreux non dissocié                                 |
| - 5.6 ≤pH < 10 | HOCl et OCl <sup>-</sup> acide hypochloreux et des ions hypochloreux |
| - 9 < pH       | OCl <sup>-</sup> ions hypochloreux                                   |

On trouve les ions OCl<sup>-</sup> par la dissociation du HOCl



### III.2.1.1 Effet stérilisant de l'eau par le chlore

La stérilisation est une action de destruction des cellules vivantes à travers des membranes cellulaires et la vitesse de stérilisation sera gouvernée par les lois de la diffusion qui est accélérée par :

- la température ;
- la concentration des composés chlorés ;
- la durée de contact.

### III.2.1.2 Le chlore combiné

Le chlore reste non seulement un oxydant énergétique, mais aussi un réactif très actif qui entre en combinaison avec les autres corps comme des réducteurs présents dans l'eau. Ces derniers peuvent consommer une partie du réactif et le rendre indisponible pour l'effet stérilisant recherché ; c'est pourquoi il est question de l'excès du chlore du résiduel. Pour atteindre un résiduel de 0.2mg/l il faut quelques fois fournir à l'eau 0.5mg /l de chlore ou plus.

Cependant, avec certains corps organiques et avec l'ammoniaque, le comportement du chlore en tant que stérilisant change totalement et on est conduit à modifier le processus de chloration.

### III.2.2 Le brome et l'iode

Le brome dans l'eau présente un comportement similaire à celui du chlore. Il s'hydrolyse en HOBr<sup>-</sup> et OBr<sup>-</sup> et forme des bromanines en présence d'ammoniaque.

La différence principale pour l'ammoniaque et l'ionisation en OBr<sup>-</sup> est que ce produit a des pH d'une unité supérieure à celle que donne la même ionisation du chlore sous l'ion OCl<sup>-</sup>. Ainsi, les bromanines apparaissent comme des stérilisants.

Une décroissance très sensible des propriétés stérilisantes du brome ne se fait sentir qu'à des pH voisins à 8.5. Malgré toutes ces qualités, le brome n'est pas pour l'instant utilisé comme substitut du chlore dans le traitement de l'eau, son prix est plus élevé et il est difficile de l'obtenir dans le commerce ; également pour l'iode qui par rapport au brome présente l'avantage supplémentaire de ne pas réagir avec les composés ammoniacaux. On attribue à l'iode une action particulièrement énergétique vis-à-vis des virus et des kystes pour des résiduels relativement élevés (4 mg/l à 6 mg/l).

L'emploi du brome et de l'iode a été en particulier recommandé pour la désinfection des piscines.

### III.2.3 Permanganate de potassium

L'emploi du permanganate de potassium ( $\text{KMnO}_4$ ) est totalement tombé en désuétude dans le domaine de la stérilisation, sauf comme procédé individuel de campagne. De toute façon, l'effet stérilisant demande le taux d'application relativement élevé (2mg/l) et des temps de contact prolongés (24h).

On utilise surtout le  $\text{KMnO}_4$  en complément à un traitement au chlore dans le cas où l'eau présente des goûts et des odeurs désagréables. Dans ce cas, le  $\text{KMnO}_4$  est introduit à des doses variant entre 0.3 et 0.5mg/litre.

### III.2.4 L'ozone

L'ozone est une forme allotropique de l'oxygène, sa molécule peut être pondéralement représentée par le symbole  $\text{O}_3$ . La formation de l'ozone à partir de l'oxygène peut être symbolisée par la réaction ci-après :



L'ozone est plus actif que le chlore vis-à-vis des kystes, chacun des réactifs étant appliqué dans les conditions optimales.

Enfin, dans les cas accidentels de forte pollution bactérienne, l'application de fortes doses d'ozone ne créera aucun problème de goûts, en présence des traces très légères de phénols par exemple. Lorsque le pH et la

température varient, les résultats obtenus par l'ozonation sont plus constants que ceux obtenus par la chloration.

### **III.2.5 Désinfection par l'argent**

La Désinfection par l'argent est un processus électrolytique qui nécessite que l'argent soit présent à l'état d'ions. Il s'agit d'un procédé dont l'application est controversée, mais qui est parfois utilisé en traitement d'eau de piscine.

Les différents procédés de stérilisation de l'eau ci haut cités ne sont plus tous utilisés. Ces derniers étaient utilisés avant 1947 quand la ville de Bujumbura était alimentée seulement par la rivière Ntakangwa. Aujourd'hui, on utilise le sulfate d'aluminium pour faciliter la floculation et le chlore pour la stérilisation des eaux de Ntakangwa, le chlore sous forme d'hypochlorite de calcium pour les eaux du lac Tanganyika.

### **III.3 Choix de la source**

Après l'analyse des débits et la qualité des eaux des différentes sources susceptibles d'alimenter le quartier Rweza-Gasekebuye ainsi que le débit nécessaire pour ledit quartier ( $1779.5\text{m}^3/\text{j}$ ), nous avons constaté que seuls le Lac Tanganyika et la rivière Ntakangwa ont des débits supérieurs à  $1779.5\text{m}^3/\text{j}$ . Il est donc facile d'augmenter le débit des eaux produites par l'usine Ntakangwa ou d'augmenter les heures de pompage des eaux de l'usine Lac vers la SP4.

Du point de vue économique, nous avons choisi le lac Tanganyika comme source d'alimentation en eau potable du quartier Rweza-Gasekebuye.

## **CHAP.IV SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

### **IV.1 Système gravitaire**

Dans ce système, le point de captage doit être situé à une altitude supérieure à celle du réservoir ou du quartier à alimenter. Le système gravitaire est plus économique et les conduites ne subissent pas des coups de bélier. Néanmoins, la pollution de l'eau à l'air libre est plus remarquable.

### **IV.2 Système de pompage**

Ce système est plus utilisé dans la ville de Bujumbura. Sauf quelques sources qui alimentent la ville en eau potable, presque la totalité de l'eau utilisée provient du Lac Tanganyika. Ce point de captage se trouve à un niveau inférieur à celui de la ville, ce qui nécessite une alimentation par pompage. Contrairement à l'adduction gravitaire, les eaux sont relevées par des pompes qui refoulent l'eau jusqu'à un niveau supérieur permettant ainsi une alimentation en eau des régions comme l'exemple de la ville de Bujumbura.

### **IV.3. Choix du système d'alimentation du quartier Rweza-Gasekebuye**

Comme le lieu de puisage choisi se trouve à un niveau inférieur à celui de l'emplacement du réservoir de stockage, le système gravitaire est impossible. L'eau sera donc refoulée vers le réservoir par pompage.

#### **IV.3.1 Généralités sur les pompes**

Dans l'adduction en eau, les pompes utilisées au Burundi sont généralement des pompes KSB. Ces pompes solutionnent des tâches spécifiques que l'on peut rencontrer dans l'exploitation de l'eau, l'irrigation, traitement de l'eau, l'assèchement et l'abaissement de la nappe phréatique. Il existe donc des pompes monocellulaires constituées par une roue encore appelée turbine, imulseur ou rotor et une enveloppe appelée aussi volute ainsi que des pompes multicellulaires composées de deux ou plusieurs cellules.

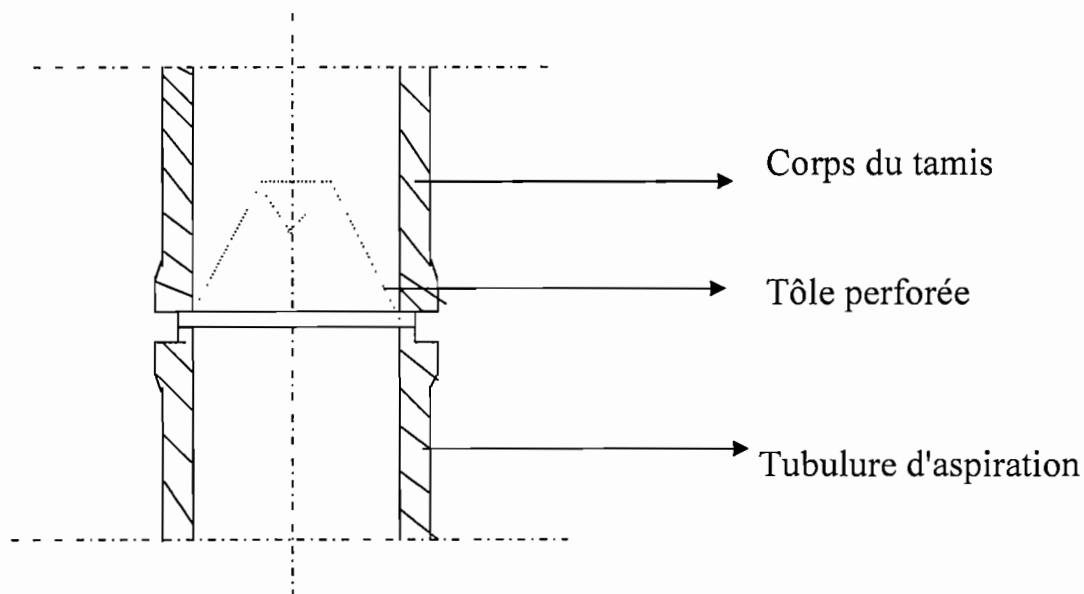
### IV.3.2 Montage d'une pompe centrifuge

La pompe sera montée avec le moteur qui la fait fonctionner. Le groupe ne sera mis en place que sur une fondation de béton. De préférence, on utilise un mortier qui ne se recompacte pas et on doit veiller à ne pas laisser les cavités. On doit s'assurer que l'assise de la machine est parfaitement horizontale.

### IV.3.3 Raccordement des tuyauteries

La pompe de refoulement a généralement besoin de deux tuyaux, un tuyau de refoulement et un tuyau d'aspiration. La tuyauterie d'aspiration devra être montée vers la pompe et la tuyauterie d'alimentation devra être posée de façon à descendre vers la pompe, la pompe ne doit en aucun cas supporter leur poids. Les diamètres des tuyauteries doivent être au moins égaux à ceux des raccords de la pompe. Suivant la nature de l'installation et du type de pompe, il est recommandé de monter des clapets. Il faut également installer un tamis dans la tuyauterie d'aspiration et sa surface de passage doit être au moins trois fois la section de la tuyauterie afin que les corps étrangers qui s'y déposent ne créent pas une trop forte perte de charge. Les tamis ont la forme tronconique et sont fabriqués dans des matériaux résistants à la corrosion.

#### Tamis tronconique pour tuyauterie d'aspiration



#### IV.3.4 Différents organes d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est constituée par trois organes principaux :

- un organe mobile composé par une roue ou turbine ;
- un organe fixe composé par un diffuseur ou stator ;
- les canaux de retour pour une pompe multicellulaire ou volute pour une pompe monocellulaire.

Tous ces organes ont pour objet de conserver dans la traversée de la pompe la même vitesse initiale et d'augmenter la pression dans chaque cellule. Cette pression est multipliée par le nombre de cellules pour trouver la hauteur à laquelle l'eau sera lancée.

#### IV.3.5 Rôle des organes d'une pompe centrifuge

-La turbine a pour rôle principal de transmettre l'énergie à l'eau grâce à sa rotation afin d'augmenter à la fois la pression et la vitesse absolue de l'eau ;

-Le Diffuseur a pour rôle de transformer en premier une partie de la grande vitesse  $V_2$  de l'eau à sa sortie de la turbine pour que l'eau parvienne à l'entrée de la cellule suivante avec une vitesse  $V_1$  qu'elle possédait à l'entrée de la cellule précédente. Cette diminution de vitesse doit s'accompagner d'un minimum de pertes par frottement ;

-Les canaux de retour ont pour rôle de ramener à l'entrée de la roue suivante l'eau avec la vitesse de base  $V_1$  qu'elle possédait à la sortie du diffuseur.

#### IV.3.6 Vitesse spécifique d'une pompe centrifuge

La vitesse spécifique d'une pompe est le nombre de tours par minute auquel devrait tourner une roue d'une pompe centrifuge qui débiterait  $1\text{m}^3/\text{s}$  à un mètre de hauteur. Elle est calculée suivant la formule suivante :

$$n_s = \frac{NQ^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{3}{4}}} \text{ avec } n_s : \text{vitesse spécifique}$$

N : vitesse à laquelle tourne la roue de la pompe exprimée en tour /minute

Q : débit refoulé en  $\text{m}^3 / \text{s}$

H : La hauteur nette hydraulique ou hauteur manométrique totale d'élévation

### **IV.3.7 Amorçage des pompes**

L'amorçage consiste à évacuer la totalité de l'air contenu dans la pompe et dans les tuyauteries d'aspiration.

Pour cette opération, on remplit ces volumes avec de l'eau afin de chasser l'air de l'extérieur. Pour se rassurer que la totalité de l'air est évacuée de la pompe, on la fait tourner de quelques tours à la main pour chasser l'air accumulé dans la roue et partiellement dans les cavités des aubages. L'amorçage sera terminé quand l'eau sort de la pompe vers les tuyauteries de refoulement.

#### **IV.3.7.1 Amorçage par remplissage d'eau**

A l'extrémité d'une conduite d'aspiration, on y met un clapet pour éviter l'écoulement de l'eau, ensuite on remplit la volute avec de l'eau afin de chasser l'air dans la pompe.

#### **IV.3.7.2 Amorçage sous pression**

Ce mode d'amorçage ne fait appel à aucun appareillage particulier. Il suffit que la pompe soit placée à un niveau inférieur à celui de la bêche contenant l'eau et qu'une conduite qui part de la bêche vers la pompe amène l'eau gravitairement vers la pompe. L'air est ainsi chassé et la pompe amorcée.

#### **IV.3.7.3 Amorçage par pompe à vide**

Ce procédé consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement d'eau. Dans ce cas, on doit avoir une roue excentrée à ailettes qui tourne à l'intérieur du corps cylindrique de la pompe mis en communication d'une part avec une conduite dans laquelle on va vider de l'air et d'autre part avec l'extérieur.

### **IV.3.8 Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge**

Le fonctionnement commence quand la pompe est remplie d'eau. Sous l'effet de la rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale est projetée à la périphérie et, de ce fait, engendre une dépression, ce qui provoque un appel des tranches suivantes. Par suite, un écoulement continu du liquide qui est recueilli par la volute.

Pour une pompe monocellulaire, ce liquide est enfin dirigé vers les conduites de refoulement.

### IV.3.9 Aspiration des pompes centrifuges

Il est impossible de faire monter l'eau dans un tube dans lequel on a fait le vide, à une hauteur supérieure à celle qui fait l'équilibre à la pression atmosphérique pour l'altitude considérée.

Pour l'aspiration de la pompe, on doit créer une dépression par rapport à la pression atmosphérique pour faire arriver l'eau jusqu'à la pompe. Ce phénomène dépend :

- de la hauteur géométrique d'aspiration qui est la hauteur du niveau de l'eau à l'entrée de la pompe ;
- des pertes à l'aspiration qui dépendent du diamètre choisi pour la conduite d'aspiration ;
- de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La tension de vapeur est fonction de la température du liquide à pomper et la capacité d'aspiration diminue quand le débit augmente.

#### IV.3.9.1 Notion de NPSH ( Net Positive Suction Head)

Le NPSH est une grandeur qui caractérise l'installation et le fluide véhiculé. Il faut donc indiquer le pouvoir d'aspiration de la pompe et de le comparer avec la hauteur d'aspiration.

On arrive à la notion de NPSH en tenant compte de toutes les variations susceptibles d'affecter le comportement de la pompe. C'est ainsi qu'on vérifie les conditions d'aspiration de la pompe en comparant le NPSH disponible dans l'installation et le NPSH requis par la pompe. Pour éviter la cavitation, il faut que le NPSHd soit supérieur à NPSHr .

#### IV.3.9.2 Phénomène de cavitation

Si la hauteur du liquide correspondant à la pression la plus basse ( $P_{min}$ ) existant à la surface de la roue est inférieure à la hauteur correspondant à la pression de saturation de la vapeur à la  $t^{\circ}$  de la pompe, il peut y avoir vaporisation. C'est ce phénomène de vaporisation qui porte le nom de cavitation. Elle a trois conséquences importantes :

- une baisse de rendement de la pompe ;
- des vibrations violentes dues à la résorption des bulles accompagnée d'un bruit intense (de cailloux roulés). La violence de ces vibrations s'explique par l'instabilité des bulles au cours de leur résorption ;



- une érosion des surfaces solides due à la fois aux vibrations précédentes et en conséquence une attaque chimique par l'oxygène qui existe dans les bulles.

### Les stations de pompage dans la ville de Bujumbura

Ces stations de pompage sont numérotées par ordre arithmétique de bas en haut, les indices a et b désignent deux unités de pompage indépendantes logées dans le même bâtiment mais refoulant dans des directions différentes.

Abrév	Implantation	Pompes installées m <sup>3</sup> /h	Altitude	Réservoir	Refoulement vers
SP1a	Av. de la plage	3 x 798	776	Lac	Sp2
SP1b		3 x 983 2 x 1296	776	Lac	SP2
SP2(ancienne)	Rue du 13 octobre	3 x 680	784	Bâche d'aspiration	R1 et R2
SP2(nouvelle)		3 x 551 1 x 1000 2 x 806			R2 R1 R10
SP3a	En bas du Boulevard du 28Nov	2 x 201	845	R2	R Mutanga
SP3b		2 x 90			R Nord R8
SP4a	Av. de Muramvya	2 x 201	847	R1	R3
SP4b		2 x 61.2			R9
SP4c		1 x 61.2			R9
SP4d		1 x 150			R4
SP6	Avenue du Belvédère	2 x 100	976	R4	R5
SP7	En bas du Campus Kiriri	2 x 50	1060	R5	R6

#### IV.3.10 Calcul du débit de refoulement

Sachant que les pompes hydrauliques utilisent une grande quantité d'électricité, on préfère un pompage nocturne car le courant électrique est moins utilisé pendant la nuit. De ce fait, le pompage se fera de 20 heures à 6 heures du matin d'où 10 heures/24 heures. Etant donné que les besoins journaliers sont estimés à 2224.375 m<sup>3</sup>/j, le débit de refoulement est :

$$Q = \frac{2224,375 \text{ m}^3}{10 \text{ h}}$$

$$Q = 222,4375 \text{ m}^3 / \text{heure} = 0,06179 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$= 61,79 \text{ l/s}$$

#### IV.3.11 Calcul du diamètre économique

La détermination du diamètre d'une conduite de refoulement doit tenir compte des frais d'amortissement qui croissent avec le diamètre, et des frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente. Plus le diamètre est petit pour un même débit à lever, plus les pertes de charges seront grandes plus le moteur d'entraînement sera puissant, donc plus l'énergie dépensée sera grande.

La station de pompage considérée comme lieu de puisage est le SP4 se trouvant à une altitude de 847. Puisque le réservoir de stockage d'eau utilisable dans le quartier Rweza-Gasekebuye sera à une altitude supérieure à celle de la SP4, l'eau arrivera à cet endroit par pompage.

La formule de Bresse nous permet donc de déterminer le diamètre économique du tuyau de la SP4 au réservoir de stockage.

$$D_{\text{opt}} = 1.5 \sqrt{Q}$$

$D_{\text{opt}}$  : diamètre optimal en mètre ( diamètre économique)

$Q$  : débit de refoulement en m<sup>3</sup> /s

$$D_{\text{opt}} = 1.5 \sqrt{0.06129}$$

$$= 0.379 \text{ m}$$

En se servant de la gamme du diamètre normalisé on trouve un diamètre directement supérieur qui sera de 0.400 m.

Dans une conduite de refoulement, les vitesses acceptables sont entre 0.6 et 1.5 m /s pour éviter le dépôt de la boue ou d'autres corps.

Calculons enfin la vitesse de refoulement pour ce tuyau de 0.400 m avec un débit de  $0.06179 \text{ m}^3 / \text{s}$  .

$$Q = V \cdot S \Leftrightarrow V = Q/S$$

Q : débit de refoulement

S : section de la conduite en  $\text{m}^2 / \text{s}$

V : vitesse de refoulement en m /s

$$V = Q/S = \frac{Q \times 4}{D^2 \times \pi}$$

$$V = 0,06179 \times 4 / 3.14 (0.4)^2$$

$$V = 0,49 \text{ m/s}$$

Nous remarquons que cette vitesse est de loin inférieure à 0.6m . Utilisons maintenant la formule de Bresse corrigée :

$$D_{\text{opt}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06179} = 0.248$$

Le diamètre directement supérieur est de 0,250 m.

$$V = \frac{Q}{S} = 0,06179 \times 4 / 3,14 (0.25)^2$$

$$V = 1,259 \text{ m /s}$$

$$V \cong 1,26 \text{ m /s}$$

Cette vitesse se trouve dans l'intervalle recommandé. Le diamètre retenu est donc  $D = 250 \text{ mm}$  .

#### IV.3.12 Détermination provisoire de la côte du radier du réservoir

L'emplacement du réservoir doit permettre celui-ci d'alimenter la zone gravitairement en tous points. Le réservoir doit donc être placé à un endroit du niveau supérieur à celui de la dernière parcelle du quartier à alimenter.

Pour notre cas, la partie Est de Gasekebuye vers les contreforts surplombants la ville est la plus favorable. La côte est déterminée en supposant qu'on doit construire à la limite Est du quartier, une maison à trois niveaux qui exige une pression maximale au sol d'au moins 23m

pour faire arriver l'eau au dernier niveau. La dernière parcelle est à une altitude de 950m. La génératrice inférieure de la conduite d'adduction se situera donc à la côte de:

$950\text{m} + 23\text{m} = 973\text{m}$ . Pour éviter l'aspiration de la boue par les tuyaux d'alimentation, on doit mettre en réserve un volume d'une hauteur de 15cm pour le dépôt de la boue. Le radier du réservoir sera alors  $973\text{m} - 0,15\text{m} = 972.85\text{m}$ .

Suite à un programme d'extension du quartier GASEKEBUYE vers GIKOTO, le réservoir sera placé à environ 990m d'altitude.

#### IV.3.13 Pose de la conduite de refoulement

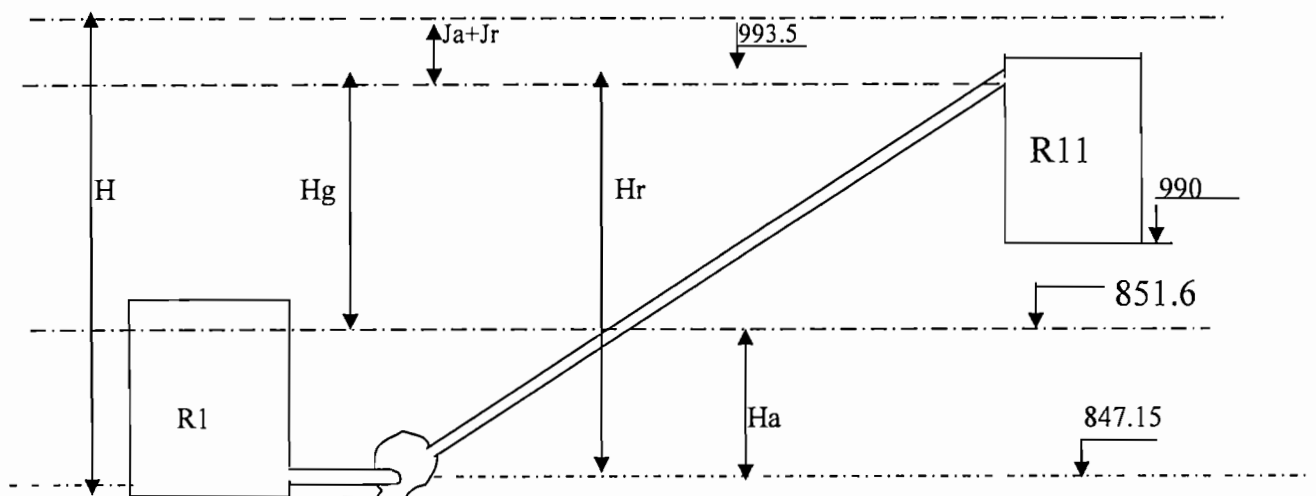
Les conduites sont placées généralement le long des routes. Il faut que l'endroit soit accessible pour permettre le transport des matériaux et les réparations. Elles doivent être posées sur une couche de sable pour la stabilité ou bien sur une tranchée avec dalles en béton.

La conduite qui alimentera Rweza-Gasekebuye prendra départ à la SP4 où nous projetons installer une nouvelle pompe, traverse l'Avenue des Travailleurs et le Boulevard du 28 novembre, longe les accotements de l'Avenue du Café à Gatoke, utilise le pont reliant GASEKEBUYE-GATOKE et arrive enfin à l'endroit prévu pour le réservoir de stockage.

#### IV.3.14 Détermination d'une pompe

Pour déterminer une pompe, il faut d'abord déterminer ses caractéristiques et le débit à refouler.

#### Profil piezométrique de la conduite de refoulement vers Gasekebuye



#### **IV.3.14.1. Hauteur géométrique d'élévation**

La hauteur géométrique d'élévation est la différence entre la cote maximale du niveau de l'eau dans la bache d'aspiration et celle du niveau de l'eau dans le réservoir de stockage. Comme le montre le schéma ci-haut, la pompe aspirera l'eau du réservoir R<sub>1</sub> situé à la station SP4. Ce même réservoir recueille des eaux des trois autres réservoirs afin de servir d'une bache d'aspiration pour toutes les pompes de cette station et celle que nous projetons y installer.

$$H_g = 993,5\text{m} - 851,6\text{m} = 141,9\text{m}$$

#### **IV.3.14.2 Hauteur géométrique d'aspiration (H<sub>a</sub>)**

La hauteur géométrique d'aspiration est la hauteur entre le niveau de l'eau de la bache d'aspiration et l'axe de la pompe. Cette hauteur prend une valeur positive pour une aspiration en charge et une valeur négative pour une aspiration en dépression. Selon le schéma du profil piezométrique de la conduite de refoulement, nous sommes dans une situation d'aspiration en charge :

$$H_a = 851,6 - 847,15 = 4,45 \text{ m}$$

#### **IV.3.14.3 Hauteur de refoulement**

La hauteur de refoulement quant à elle est la somme de la hauteur géométrique d'aspiration et la hauteur géométrique d'élévation :

$$H_r = H_g + H_a = 141,9 \text{ m} + 4,45 \text{ m} = 146,35 \text{ m}.$$

#### **IV.3.14.4 Hauteur manométrique totale d'élévation**

La hauteur manométrique totale d'élévation, aussi appelée hauteur nette d'élévation est égale à la somme de la hauteur géométrique d'élévation et les pertes de charge. Cette hauteur représente l'énergie à mettre en jeu pour élever l'eau jusqu'au réservoir de stockage :  $H = H_g + J_a + J_r + J_s$

- Avec H : hauteur manométrique d'élévation
- H<sub>g</sub> : hauteur géométrique de refoulement
- J<sub>a</sub> : pertes de charge à l'aspiration
- J<sub>r</sub> : pertes de charges au refoulement
- J<sub>s</sub> : pertes de charge singulières

#### IV.3.14.4.1 Calcul des pertes de charge linéaire Jr

La formule fondamentale de Darcy-Weisback nous donne une perte de charge par mètre linéaire de la conduite.

$$J = \lambda V^2 / 2gD, \text{ où } \lambda : \text{coefficient des pertes de charge}$$

g : accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$   
D : diamètre intérieur de la conduite  
V : vitesse d'écoulement de la conduite

$\lambda$  est fonction du nombre de Reynolds (Re) et la rugosité relative,  $K/D$  (voir annexe n°2),

K: rugosité absolue de la conduite,

Re :  $V \cdot D / \nu$  ;  $\nu$  la viscosité cinématique de l'eau pure qui est fonction de la température (annexe n°2 ).

Avec la température de l'eau qui est de  $25^\circ\text{C}$  dans le réservoir d'aspiration,  $R_1$ , on trouve  $\nu = 0.8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ,  
 $\text{Re} = 1.26 \times 0.25 / 0.8 \times 10^{-6}$   
 $= 3.9375 \times 10^5$

La valeur k est de  $2 \times 10^{-3} \text{ m}$  pour une conduite posée depuis plusieurs années, elle est de  $10^{-4}$  pour une conduite nouvellement posée.

Pour le cas qui nous concerne, les conduites ne sont pas encore posées, ce qui nous pousse à considérer  $k = 10^{-4} \text{ m}$ .

La viscosité relative sera donc  $k/D = 10^{-4} \text{ m} / 0.25 = 0.0004 = 4 \times 10^{-4}$

Avec R et  $k/D$ , en utilisant le diagramme de Moody (annexe n°2), on trouve  $\lambda = 0.01625$

$$J = \lambda V^2 / 2gD = 0,01625 \times (1,26)^2 / 2 \times 9,81 \times 0,25 = 0,005 \text{ m}$$

$\cong 5 \times 10^{-3} \text{ m}$  par mètre de la conduite.

$$J_r = J \cdot L = 5 \times 10^{-3} \times 1543 \text{ m} = 7.715 \text{ m}$$

#### IV.3.14.4.2 Calcul des pertes de charge d'aspiration

Les pertes de charge d'aspiration sont entraînées par des pièces installées avant la pompe comme robinet. Vannes, clapets, coudes, entraînant une perte de charge de 1% de la somme de la hauteur géométrique de refoulement et les pertes de charge linéaires.

$$J_a = (H_r + J_r) / 100 = (146,35 + 7,715) / 100 = 1,54065 \text{ m} \cong 1,54 \text{ m}$$

#### IV.3.14.4.3 Pertes de charge singulière(Js)

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par une augmentation ou rétrécissement brusque de la section de la conduite, un changement de la direction, un obstacle que contient la conduite (diaphragme, vanne, etc.). Elles sont donc estimées suivant la formule suivante:

$J_s = KV^2 / 2g$  avec K : Coefficient qui dépend du type de singularité.

Suivant la configuration du terrain naturel, la conduite aura quatre changements de direction. Or pour une coude d'angle de 90°, K = 0,3

$$J_s = \frac{0,3 \cdot (1,26)^2 \cdot 4}{2 \cdot 9,81} = 0,097 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale d'élévation sera enfin :

$$H = H_g + J_a + J_s = 141,9\text{m} + 7,715\text{m} + 1,54\text{m} + 0,097\text{m} = 151,252\text{m}$$

#### IV.3.15 Choix de la pompe

D'après l'association française des constructeurs des pompes (A.F.C.P), les turbopompes sont parmi les plus employées. Les principales raisons de ce choix sont les suivantes:

- ces appareils sont rotatifs et ne comportent aucune liaison articulée ;
- leur entraînement par un moteur électrique ou à combustion interne ne présente aucune difficulté ;
- l'encombrement de la turbopompe est environ huit fois moindre que celui de la pompe volumétrique ;
- les frais d'entretien sont peu élevés.

Parmi les turbomachines, on distingue trois catégories:

- les pompes centrifuges ;
- les pompes à hélices ou axiales ;
- les pompes hélico-centrifuges ou semi-axiales.

Efin, sachant que le débit nécessaire pour le quartier RWEZA-GASEKEBUYE est 61.76l/s avec une hauteur manométrique de 151.252m, La pompe de notre choix sera centrifuge tournant à 2900 tours/munite.

#### IV 3.16. Vérification de la cavitation

$$NPSHr = \frac{1,21N^{\frac{4}{3}} \cdot Q^{\frac{2}{3}} \cdot Hmt \cdot 10^{-3}}{Hmt}$$

$$NPSHr = 1,21N^{4/3}Q^{2/3}10^{-3}$$

N : vitesse à laquelle tourne la roue de la pompe  
exprimée en tours / minute

Q : le débit refoulé en m<sup>3</sup>/s

N = 2900 tours/minute

Q = 0,06179 m<sup>3</sup>/s

$$NPSHr = 1,21(2900)^{4/3}(0,06179)^{2/3}10^{-3}$$

$$\cong 7,821$$

NPSHd = Hvt – hv + (Ha + Ja) pour une aspiration en charge

NPSHd = Hvt - hv - (Ha + Ja) pour une aspiration en dépression

hv : hauteur représentative de la tension de la vapeur de  
l'eau pompée

hvt : hauteur du vide théorique qui est fonction de l'altitude  
du niveau dans la bêche d'aspiration

Pour l'alimentation du quartier Rweza-Gasekebuye, nous sommes dans  
un cas d'aspiration en charge avec h=851.6 m, ce qui fait que

$$NPSHd = Hvt - hv + (Ha + Ja)$$

$$Hvt = 10,33 - 0,0012 \times 851,6 = 9,3080$$

La température d'eau dans la bêche d'aspiration est de 25°C. Donc, hv  
est de 0,31.

$$NPSHd = 9,3080 \text{ m} - 0,31 \text{ m} + (4,45 \text{ m} + 1,546 \text{ m}) = 14,994 \text{ m}$$

Nous constatons que NPSHd est supérieure à NPSHr, par conséquent, il  
n'y aura pas de cavitation.

## IV.4 Protection de la conduite contre les coups de bélier

### IV.4.1 Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est par définition un phénomène oscillatoire qui est caractérisé par une surpression ou dépression dans une conduite de refoulement. Les principales causes sont :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes motopompes alimentant une conduite débitant sur un réservoir ;
- Démarrage brusque du groupe motopompe ;
- Fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obstruction placé au bout d'une conduite d'adduction.

Pour lutter contre les risques de rupture des tuyaux et une détérioration rapide de la pompe, il est conseillé de vérifier si les conduites sont protégées contre les coups de bélier.

### IV.4.2 Description du phénomène du coup de bélier

Considérant un arrêt brusque ou instantané d'un groupe motopompe, quatre phases peuvent être envisagées :

**1<sup>ère</sup> phase:** dans une conduite, il y a des colonnes d'eau constituées en tranches infiniment rapprochées. Lors d'un arrêt brusque, en utilisant la force d'inertie, le liquide continue à monter vers le réservoir. Il se crée un vide derrière cette colonne car la conduite n'est plus alimentée en eau et chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend donc naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse  $a$ . La conduite est enfin en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

**2<sup>ème</sup> phase :** la conduite reprend son diamètre primitif de proche en proche par suite de son élasticité. En considérant les tranches successives à partir du réservoir, l'eau revient dans la conduite au bout d'un temps  $l/a$ , c'est-à-dire  $2L/a$  depuis l'origine du phénomène.

où  $L$  : longueur de la conduite de la pompe jusqu'au réservoir

$a$  : la vitesse de l'onde

L'eau est ensuite redescendue mais va se retrouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

**3<sup>ème</sup> phase** : en raison de cet arrêt, la 1<sup>ère</sup> tranche en contact avec le clapet va se retrouver comprimé entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences. Pour la conduite, l'onde de dépression gagnant de proche en proche dans le sens pompe-réservoir toute la canalisation au bout du temps  $3L/a$  depuis l'origine du phénomène et toute la conduite sera dilatée avec une eau immobile.

**4<sup>ème</sup> phase** : Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps,  $4L/a$ , depuis l'origine du phénomène, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque.

#### IV.4.3 Calcul du coup de bélier

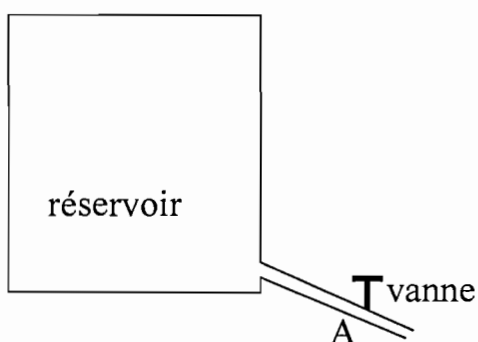
Les études effectuées par ALLIEVI ont permis de dégager la valeur du coup de bélier pour le cas de fermeture brusque et de fermeture lente.

##### IV.4.3.1 Cas de fermeture brusque

ALLIEVI a considéré une conduite issue d'un réservoir et comprenant un robinet en un point A de la conduite. Le temps mis par l'onde du réservoir au point A est  $L/a$ .

Avec  $L$  : longueur de la conduite

$a$  : vitesse de l'onde dans la conduite



$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

Où : D = diamètre de la conduite en mètre

E = épaisseur du tuyau en mètre

K = 0,5(acier), 1(fonte),

4,4(amiante ciment), 5(plomb, béton), et 0,5 pour le B.A.

La conduite de refoulement de SP4 jusqu'au réservoir R11 sera en fonte et K sera pris égale à 1, épaisseur 12mm,

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{250}{12}}} = 1190,67 \text{ m/s.}$$

La valeur maximale du coup de bélier est  $B = aV_0/g$

Avec B: la valeur du coup de bélier

g: l'accélération de la pesanteur

$V_0$ : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite

$$\begin{aligned} B &= \frac{a \cdot 1,26}{9,81} \\ &= 1190,67 \text{ m/s} \times 1,26 \text{ m/s} : 9,81 \text{ m/s}^2 \\ &= 152,93 \text{ m} \end{aligned}$$

#### IV.4.3.2 Cas de fermeture lente

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est caractérisée par un temps de fermeture supérieur à  $2L/a$ . Pendant ce temps, le débit varie linéairement.

$$B = 2LV_0/gt$$

Avec t : le temps de fermeture égal à  $2L/a$

Si  $t \leq 2L/a$ , le coup de bélier a pour valeur  $aV_0/g$

Si  $t > 2L/a$ , le coup de bélier a pour valeur moins importante

$b = 2Lv_0/gt$ .

#### IV.4.4 Méthodes de protection des conduites contre les coups de bélier

Comme les moteurs faisant fonctionner les pompes sont alimentés en courant électrique, il est quasi impossible d'empêcher les coups de bélier. Mais, il faut les limiter à des valeurs ne causant pas de dégâts en utilisant :

-les volants d'inertie qui luttent contre la dépression ;

- les soupapes de charge qui luttent contre la surpression ;
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la protection contre la surpression et la dépression.

Les volants d'inertie sont montés sur l'arbre du groupe et accumulent l'énergie pendant la marche qui sera utilisée en cas de panne tandis que les soupapes sont montées sur la conduite et permettent de sortir l'eau en cas de surpression dans la conduite.

Le réservoir d'air est placé immédiatement à l'aval du clapet et contient de l'eau et de l'air. La pression de l'air qu'il contient équilibre la pression dans la conduite.

Cette dernière méthode est la méthode la plus utilisée par la REGIDESO dans ses installations hydrauliques, car elle permet une lutte à la fois contre la surpression et la dépression dans la conduite. L'installation possède un clapet anti-retour qui se ferme quand la pompe est arrêtée. En ce moment, une quantité d'eau contenue dans le réservoir d'air est chassée vers la conduite pour remplacer le vide créé dans cette dernière. Au retour de l'eau vers la pompe, l'eau remonte dans le réservoir d'air. La variation du volume d'air dépend de la quantité d'eau descendue et montée dans le réservoir. Le dimensionnement du réservoir d'air est fait à partir de l'Epure de BERGERON qui donne les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite.

## CHAP V: RESEAU DE DISTRIBUTION

### V.1 Généralités

Après le stockage de l'eau dans les réservoirs, il reste de trouver le mécanisme pour faire parvenir l'eau aux abonnés. De ce faire, on établit un réseau de distribution qui est un ensemble de canalisations situées en aval des appareillages de captage et de régulation. L'eau stockée quitte le réservoir par gravité dans une seule conduite nommée conduite d'adduction. Cette dernière est par après ramifiée par d'autres conduites de faible diamètre.

Pour lutter contre les accidents d'écrasement et pour un accès facile, les conduites sont posées suivant les accotements des routes. Aussi pour lutter contre les dépôts de la boue et d'autres corps de grandes dimensions qui risquent de boucher ces conduites, il est recommandé d'utiliser une grande vitesse, qui est de  $0.5 \leq v \leq 1 \text{ m/s}$ . En considérant une maison de trois niveaux, la pression au robinet doit être au moins de trois bars.

### V.2 La conduite d'adduction

Comme nous venons de le dire au paragraphe précédent, l'eau quitte le réservoir gravitairement. La conduite d'adduction prend donc une allure descendante contrairement à la conduite de refoulement qui prend une allure ascendante. Elle doit également suivre l'altimétrie du terrain naturel.

Pour sa protection, la conservation de la saveur et la fraîcheur de l'eau, elle doit être enterrée à au moins une profondeur de 1.20m du niveau du sol. Dans le cas où il y a d'autres canalisations dans le sol, il est conseillé de laisser un intervalle minimal entre cette conduite et ces autres :

- 0.5m entre la conduite d'eau et la conduite de gaz
- 0.20m entre la conduite d'eau et les câbles électriques

Son dimensionnement tient compte :

- Du débit distribué ;
- De la vitesse d'écoulement ;
- De sa nature.

Le quartier Rweza-Gasekebuye est divisé en deux quartiers, ce qui nécessite deux conduites d'adduction, une pour Gasekebuye, une autre pour Rweza.

## V.2.1 Dimensionnement de la conduite d'adduction

Les conduites d'adduction utilisées par la REGIDESO sont des conduites en fonte ductile, en acier et des conduites en PVC. Pour notre cas, nous choisissons les conduites en fonte ductile par sa grande longévité, mais aussi malgré sa fragilité, elle est robuste.

La vitesse d'écoulement considérée pour éviter les dépôts de la boue est de 1m/ s. C'est cette même vitesse qui sera utilisée pour trouver le diamètre de la conduite à partir de la formule suivante :

$$Q = VS$$

### V.2.1.1 Conduite d'adduction pour Gasekebuye

#### V.2.1.1.1 Evaluation des besoins en eau potable pour Gasekebuye

Année	2006			2026		
	Population	Consommation par habitant (l/j)	Consommation totale(m <sup>3</sup> /j)	Population	Consommation par habitant(l/j)	Consommation totale(m <sup>3</sup> /j)
Privés	3282	250	820,5	5928	250	1482
Collectifs	65(E.C)	250	16,25	117	250	29,25
Total	3347	250	836,75	6045	250	1511,25

Les besoins journaliers en eau potable sont alors 1511,25 m<sup>3</sup>/j, soit encore un débit de 17,49 litre par seconde. Le débit de pointe est de :

$$17.49 \text{ l/s} \times 1.5 = 26.24 \text{ l/s}$$

#### V.2.1.1.2 Calcul du diamètre de la conduite

$Q = VS$  avec Q : débit de pointe ;  
 V :vitesse d'écoulement dans la conduite ;  
 S : section de la conduite

$$Q = \frac{V \cdot d^2 \times 3,14}{4} \Leftrightarrow d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{3,14 \times V}}$$

$$d = \sqrt{\frac{26,235 \times 4}{3,14 \cdot 1000}} = 0,183\text{m}$$

Nous choisissons dans la gamme des diamètres normalisés le diamètre dont la valeur est proche du diamètre trouvé.Ce diamètre sera 0.200m.

Vérifions que la vitesse se trouve dans l'intervalle 0.5 et 1 m/s ;

$$(0,200)^2/4 \times 3,14V = 26,2351/s$$

$$\Leftrightarrow V = \frac{26,235 \times 4}{(0,2)^2 \times 3,14 \times 1000} = 0,836 m/s$$

### V.2.1.2 Conduite d'adduction pour Rweza

#### V.2.1.2.1 Evaluation des besoins en eau potable

	2006			2026		
Catégorie	popul ation	Consommat ion(l/j/hab)	Totale( m <sup>3</sup> /j)	populat ion	Consommati on (l/j/hab)	Totale (m <sup>3</sup> /j)
Privés	594	250	148,5	1073	250	268,25

Les besoins journaliers sont 268,25 m<sup>3</sup>/j. Le débit de pointe est de  $\frac{268,25 \times 1000}{24 \times 3600} \times 15 = 4,661/s$

#### V.2.1.2.2 Calcul de la conduite d'adduction

$$Q = VS$$

$$Q = \frac{V \cdot D^2 \cdot 3,14}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4,66 \times 4}{3,14 \times 1000}} = 0,077m$$

Le diamètre choisi est 0,80m

Vérifions si la vitesse est comprise entre 0,5 et 1 m/s

$$V = \frac{4,66 \times 4}{(0,08)^2 \times 3,14 \times 1000} = 0,93 m/s$$

On retient donc le diamètre.

## V.2.2 Système de contrôle des conduites d'adduction

Pour un écoulement gravitaire, la protection des conduites contre la surpression se fait par un robinet-vanne manœuvré lentement. Le contrôle se fait donc dans des regards annexés au réseau qui ont comme fonction :

- Regards de visite pour le contrôle des déviations ou jonction de deux ou plusieurs conduites
- Regards de branchement qui sont des regards où se raccordent les différentes parcelles à leur niveau du réseau

## V.3 Différents types de réseaux de distribution

Il existe 4 types de réseaux de distribution :

1. Le réseau ramifié pour lequel les conduites sont ramifiées et ne comportent aucune alimentation de retour. La conséquence de ce type de réseau est qu'il n'y a pas de sécurité lors de la coupure du tuyau principal ;
2. Le réseau maillé : celui-ci permet une alimentation en retour et a pour avantage l'isolation de la partie détruite par un robinet manœuvrable par conséquent, l'alimentation se fait par l'autre sens ;
3. Le réseau étagé : Ce réseau permet l'installation de deux réseaux indépendants l'un de l'autre. Ce type de réseaux est rarement utilisé à cause de son coût élevé ;
4. Le réseau à une alimentation distincte : Ce dernier utilise deux conduites, une pour l'eau potable et l'autre pour l'eau non potable réservée aux usages industriels, l'arrosage des terrains et des plantations, lavage des véhicules etc. Pour des raisons économiques et pour lutter contre les confusions de branchements, ce type de réseau est installé dans des zones industrielles.

Au Burundi, on utilise surtout le réseau ramifié et le réseau maillé.

## V.4. Choix du type de réseaux

Le choix nous amène à la comparaison des deux réseaux utilisés dans notre pays. Le réseau ramifié est plus économique tandis que le réseau maillé est plus coûteux. Le réseau ramifié est généralement utilisé en milieu rural où il est impossible d'utiliser le réseau maillé. Ce dernier est utilisé dans les zones urbaines et malgré son coût d'installation élevé, il est plus préféré grâce à la sécurité qu'il procure.

## V.5 Dimensionnement du réseau maillé du quartier GASEKEBUYE

Le dimensionnement du réseau maillé se fait en utilisant la méthode de HARDY-CROSS, qui utilise deux lois :

- la loi des mailles : dans une maille la somme algébrique des pertes de charge est nulle.
- loi des nœuds : dans un nœud la somme algébrique des débits est nulle, c'est-à-dire que le débit qui entre dans un nœud est égal au débit qui en sort.

Ainsi, connaissant le débit qui doit être distribué, on fait une répartition provisoire des débits dans le réseau suivant la loi des nœuds. Ces débits seront utilisés pour la vérification de la loi des mailles. Dans une maille, on prend comme sens d'écoulement le sens des aiguilles d'une montre. Les débits qui prennent ce sens prennent un signe positif ainsi que leurs pertes de charge. Ce système de dimensionnement utilise les débits horaires de pointe avec une pression de 1 bar. Si la loi des mailles n'est pas respectée, on fait une correction des débits de départs jusqu'à ce que cette loi soit respectée. Pour faire la correction, on utilise la formule suivante :

$$\Delta Q = - \frac{\sum j}{2 \times 10^{-3} \left[ \sum \frac{j_i}{Q_i} \right]}$$

$\Delta Q$  : Variation du débit

$j$  : perte de charge linéaire

$Q_i$  : le débit dans le tronçon considéré

La perte de charge linéaire est donnée par la formule de COLMON - LECHAPT.

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

$D$  : diamètre de la conduite en m

$L$  : longueur de la conduite en m

$a, n, m$  : coefficients dépendant de la nature de la conduite

Les conduites que nous allons utiliser pour notre réseau sont des conduites en aciers. Ces conduites ont pour coefficients :

$$A = 0,916 \times 10^{-3}$$

$$n = 1,78$$

$$m = 4,78$$

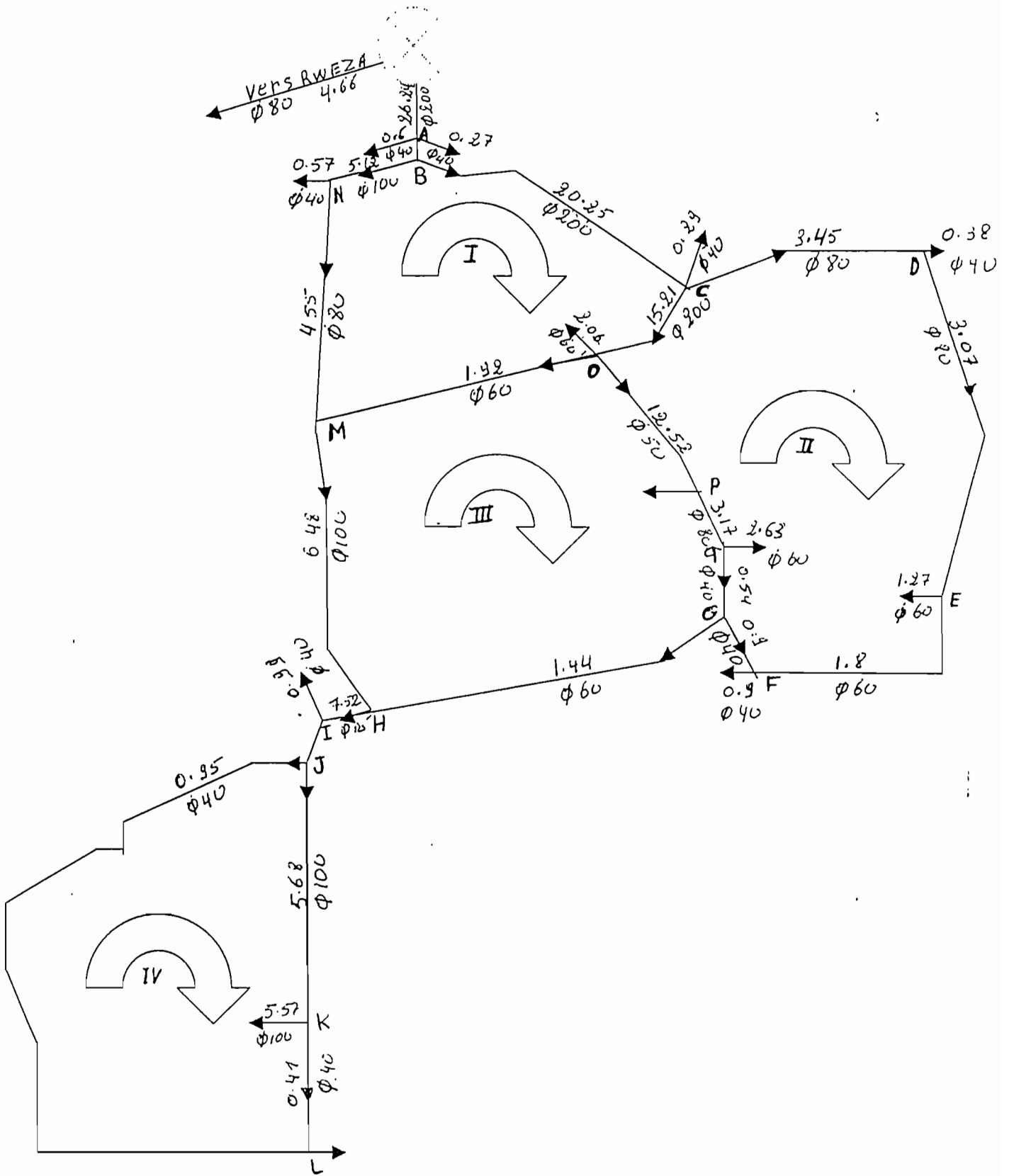
### V.5.1. Evaluation des besoins en eau potable dans les mailles

N° de la maille	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par hab/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
I	216	390	0,0029	1,13	1,7
II	498	899		2,6	3,9
III	1188	2146		6,223	9,35
IV	708	1279		3,7	5,57

### V.5.2 Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles

N°des nœuds	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par hab/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	102	184	0.0029	0,53	0,8
C	36	65		0,19	0,29
D	48	87		0,25	0,38
F	114	206		0,6	0,9
I	126	228		0,66	0,99
L	174	314		0,91	1,36
N	72	130		0,38	0,57

V.5.3 Répartition provisoire des débits



## V.5.4 Calcul du réseau maillé

Première itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	- II III	B - C	200	259	20,25	0,0019	0,49	24,2	0,02		0,02	20,27
		C - O	200	180	16,51	0,0013	0,23	13,31	0,02	0,38	0,4	16,91
		O - M	60	275	1,83	0,0093	2,56	1326,42	0,02	0,13	0,15	2,08
		M - N	80	250	-4,55	-0,0109	-2,72	597,8	0,02		0,02	-4,53
		N - B	100	142	-5,12	-0,0046	-0,65	126,95	0,02		0,02	-5,1
					$\Delta Q = 0,02$		-0,09	2088,68				
II	- - - - III III III I	C - D	80	294	3,45	0,0066	1,94	562,32	-0,38	-	-0,38	3,07
		D - E	80	458	3,07	0,0054	2,47	804,56	-0,38	-	-0,38	2,69
		E - F	60	298	1,8	1,0082	2,44	1355,55	-0,38	-	-0,38	1,42
		F - G	40	68	0,9	0,0167	1,13	1255,55	-0,38	-	-0,38	0,52
		G - Q	40	223	-54	-0,0067	-1,49	2759,26	-0,38	0,13	0,25	-0,79
		Q - P	80	34	-3,17	-0,0057	-0,19	59,94	-0,38	0,13	0,25	-3,42
		P - O	150	274	-12,52	-0,0032	-0,88	71,43	-0,38	0,13	0,25	-12,77
		C - O	200	180	-16,51	-0,0013	-0,23	13,93	-0,38	0,02	0,4	-16,91
					$\Delta Q = 0,38$		5,19	6882,54				
III	II II II - - I	P - O	150	274	12,52	0,0032	0,88	71,43	-0,13	0,38	0,25	12,77
		Q - P	80	34	3,17	0,0057	0,19	59,94	-0,13	0,38	0,25	3,42
		G - Q	40	223	0,54	0,0067	1,49	2759,26	-0,13	0,38	0,25	0,79
		G - H	60	297	1,44	0,0055	1,63	1131,94	-0,13	-	0,25	1,31
		H - M	100	445	-6,48	-0,007	-3,11	479,94	-0,13	-	-0,13	-6,61
		M - O	60	275	-1,93	-0,0033	-2,56	1326,42	-0,13	-0,02	-0,15	-2,08
					$\Delta Q = 0,13$		-1,48	5828,93				
IV		J - K	100	366	5,98	0,0061	2,23	372,91	0,33	-	0,33	6,31
		K - L	40	194	0,41	0,0041	0,79	1926,83	0,33	-	0,33	0,74
		L - J	40	841	-0,95	-0,0184	-15,47	1628,2	0,33	-	0,33	-0,62
							$\Delta Q = 0,33$		-12,45	18583,95		

## Deuxième itération

Maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct ° propre à la maille	Correct ° de la maille adjacente	Correct ° Totale	Nouveau débit
I	- II III	B - C	200	259	20,27	0,0019	0,49	24,17	-0,07	-	-0,07	20,2
		C - O	200	180	16,91	0,0014	0,25	14,78	-0,07	0,09	0,02	16,93
		O - M	60	275	2,08	0,0107	2,94	1413,46	-0,07	-0,05	-0,12	1,96
		M - N	80	250	-4,53	-0,0108	-2,7	596,03	-0,07	-	-0,07	-4,6
		N - B	100	142	-5,1	-0,0046	-0,65	127,45	-0,07	-	-0,07	-5,17
					$\Delta Q = -0,07$		0,33	2175,29				
II	- - - - III III I	C - D	80	294	3,07	0,0054	1,59	517,91	-0,09	-	-0,09	2,98
		D - E	80	458	2,69	0,0043	1,97	732,34	-0,09	-	-0,09	2,6
		E - F	60	298	1,42	0,0054	1,61	1133,8	-0,09	-	-0,09	1,33
		F - G	40	68	0,52	0,0063	0,43	826,92	-0,09	-	-0,09	0,43
		G - Q	40	223	-0,79	-0,0132	-2,94	372152	-0,09	-0,05	-0,14	-0,93
		Q - P	80	34	-3,42	-0,0065	-0,22	64,33	-0,09	-0,05	-0,14	-3,56
		P - O	150	274	-12,77	-0,0034	-0,93	72,83	-0,09	-0,05	-0,14	-12,91
		C - O	200	180	-16,91	-0,0014	-0,25	14,78	-0,09	0,07	-0,02	-16,93
					$\Delta Q = -0,09$		1,26	7084,43				
III	II II - - I	P - O	150	274	12,77	0,0034	0,93	72,83	0,05	0,09	0,014	12,91
		Q - P	80	34	3,42	0,0065	0,22	64,33	0,05	0,09	0,014	3,56
		G - Q	40	223	0,79	0,0132	2,94	3721,52	0,05	0,09	0,014	0,93
		G - H	60	297	1,31	0,0047	1,39	1061,07	0,05	0,09	0,05	1,36
		H - M	100	445	-6,61	-0,0073	-3,25	491,68	0,05	0,09	0,05	-6,56
		M - O	60	275	-2,08	-0,0107	-2,94	1413,46	0,05	0,09	0,12	-1,96
							$\Delta Q = 0,05$		-0,71	6824,83		
IV		J - K	100	366	6,31	0,0067	2,45	388,27	0,08		0,08	6,39
		L - L	40	194	0,74	0,0118	2,29	3094,59	0,08		0,08	0,82
		L - J	40	841	-0,62	-0,0086	-7,23	11661,29	0,08		0,08	-0,54
							$\Delta Q = 0,08$		-2,49	15144,15		

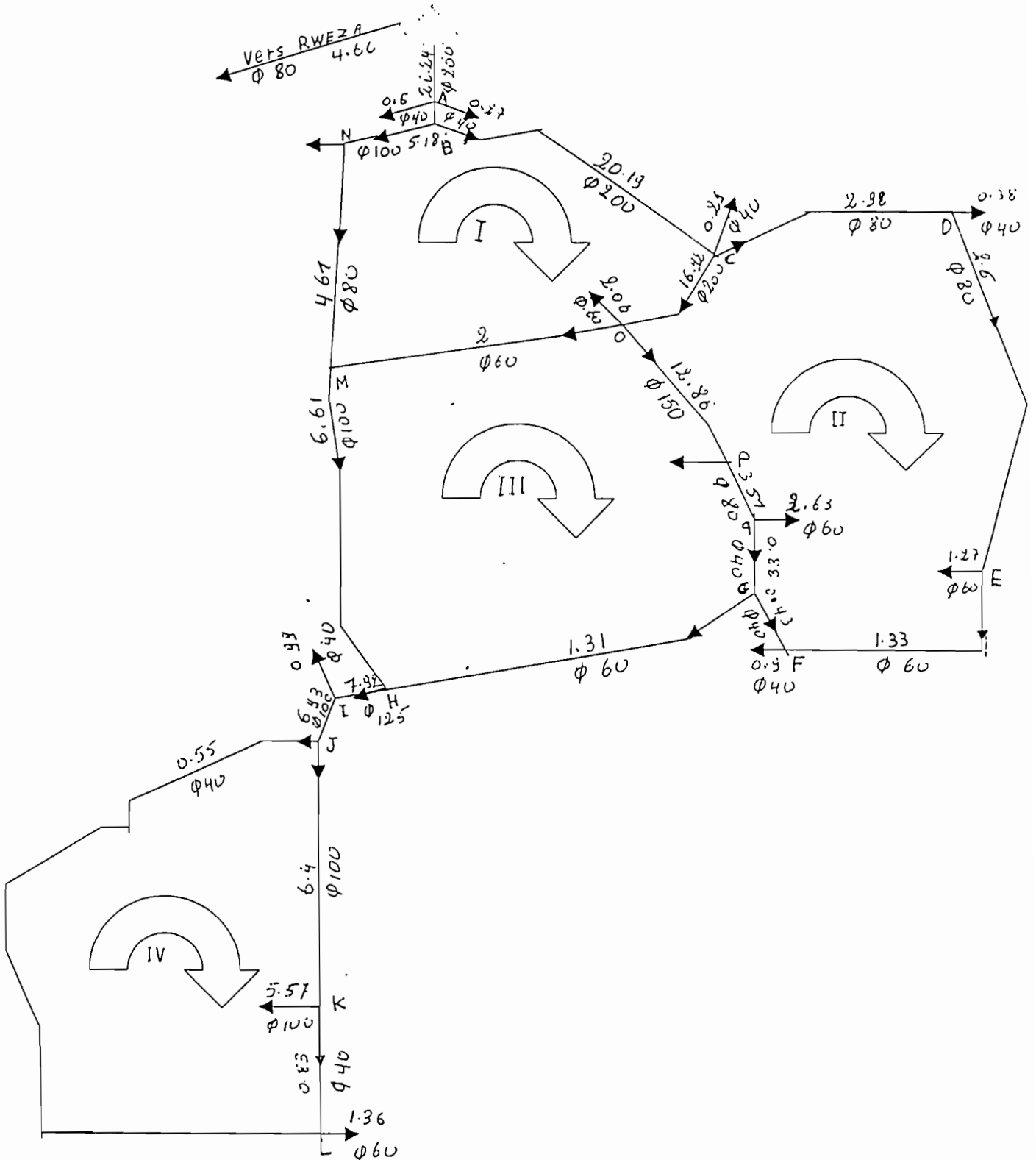
## Troisième itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l(s)	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	-	B - C	200	259	20,2	0,0019	0,49	24,26	0,01	-	0,01	20,21
		C - O	200	180	16,93	0,0014	0,25	14,77	0,01	0	0,01	16,94
		O - M	60	275	1,96	0,0096	2,64	1346,94	0,01	0,05	0,06	2,02
		M - N	80	250	-4,6	-0,0111	-2,77	602,17	0,01	-	0,01	-4,59
		N - B	100	142	5,17	-0,0047	-0,67	129,59	0,01	-	0,01	-5,16
						$\Delta Q = 0,01$		-0,06	2117,73			
II	-	C - D	80	294	2,98	0,0051	1,5	503,35	0	-	0	2,98
		D - E	80	458	2,6	0,004	1,83	703,84	0	-	0	2,6
		E - F	60	298	1,33	0,0048	1,43	1075,19	0	-	0	1,33
		F - G	40	68	0,43	0,0045	0,31	720,93	0	-	0	0,43
		G - Q	40	223	-0,93	-0,0176	-3,92	4215,05	0	0,05	0,05	-0,88
		Q - P	80	34	-3,56	-0,007	-0,24	67,41	0	0,05	0,05	-3,51
		P - O	150	274	-12,91	-0,0034	-0,93	72,04	0	0,05	0,05	-12,86
		C - O	200	180	-16,93	-0,0014	-0,25	14,77	0	-0,01	-0,01	-16,94
				$\Delta Q = 0,002$		-0,27	7372,58					
III	II	P - O	150	274	12,91	0,0034	0,93	72,04	-0,05	0	-0,05	12,86
		Q - P	80	34	3,56	0,007	0,24	67,41	-0,05	0	-0,05	3,51
		G - P	40	223	0,93	0,0176	3,92	4215,05	-0,05	0	-0,05	0,88
		G - H	60	297	1,36	0,005	1,48	1088,23	-0,05	-	-0,05	1,31
		H - M	100	445	-6,56	-0,0072	-3,2	487,8	-0,05	-	-0,05	-6,61
		M - O	60	275	-1,96	0,0096	-2,64	1346,94	-0,05	-0,01	-0,06	-2,02
						$\Delta Q = -0,05$		0,73	7277,47			
IV		J - K	100	366	6,39	0,0068	2,49	389,67	0,01		0,01	6,4
		K - L	40	194	0,82	0,0141	2,73	3329,27	0,01		0,01	0,83
		L - J	40	841	-0,54	-0,0067	-5,63	10425,92	0,01		0,01	-0,53
						$\Delta Q = 0,01$		-0,41	14144,86			

## Quatrième itération

N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l(s)	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
	- II II - -	B - C	200	259	20,21	0,0019	0,49	24,24	-0,02	-	-0,02	20,19
		C - O	200	180	16,94	0,0014	0,25	14,76	-0,02	0	-0,02	16,92
		O - M	60	275	2,02	0,0101	2,78	1376,24	-0,02	0	-0,02	2
		M - N	80	250	-4,59	-0,011	-2,75	599,13	-0,02	-	-0,02	-4,61
		N - B	100	142	-5,16	-0,0047	-0,67	129,84	-0,02	-	-0,02	-5,18
					$\Delta Q = -0,02$		0,1	2144,21				
II	- - - III III III I	C - D	80	294	2,98	0,0051	1,5	503,35	0	-	0	2,98
		D - E	80	458	2,6	0,004	1,83	703,84	0	-	0	2,6
		E - F	60	298	1,33	0,0048	1,43	1075,19	0	-	0	1,33
		F - G	40	68	0,43	0,0045	0,31	720,93	0	-	0	0,43
		G - Q	40	223	-0,88	-0,016	-3,57	4056,82	0	0	0	-0,88
		Q - P	80	34	-3,51	-0,0068	-0,23	65,53	0	0	0	-3,51
		P - O	150	274	-12,86	-0,0034	-0,93	72,32	0	0	0	-12,86
		C - O	200	180	-16,94	-0,0014	-0,25	14,76	0	0,02	0,02	-16,92
					$\Delta Q = 0,006$		0,09	7212,74				
III	II II II - - I	P - O	150	274	12,86	0,0034	0,93	72,32	0	0	0	12,86
		Q - P	80	34	3,51	0,0068	0,23	65,53	0	0	0	3,51
		G - P	40	223	0,88	0,016	3,57	4056,82	0	0	0	0,88
		G - H	60	297	1,31	0,0047	1,39	1061,07	0	-	-	1,31
		H - M	100	445	-6,61	-0,0073	-3,25	491,68	0	-	-	-6,61
		M - O	60	275	-2,02	-0,0101	-2,78	1376,24	0	0,02	0,02	-2
					$\Delta Q = 0,006$		0,09	7123,66				
IV		J - K	100	366	6,4	0,0069	2,52	393,75	0		0	6,4
		K - L	40	194	0,83	0,0144	2,79	3361,46	0		0	0,83
		L - J	40	841	-0,53	-0,0065	-5,47	10320,75	0		0	-0,53
							$\Delta Q = 0,005$		-0,16	14075,96		

V.5.5 Répartition finale des débits



### V.5.6 Dimensionnement des réseaux ramifiés

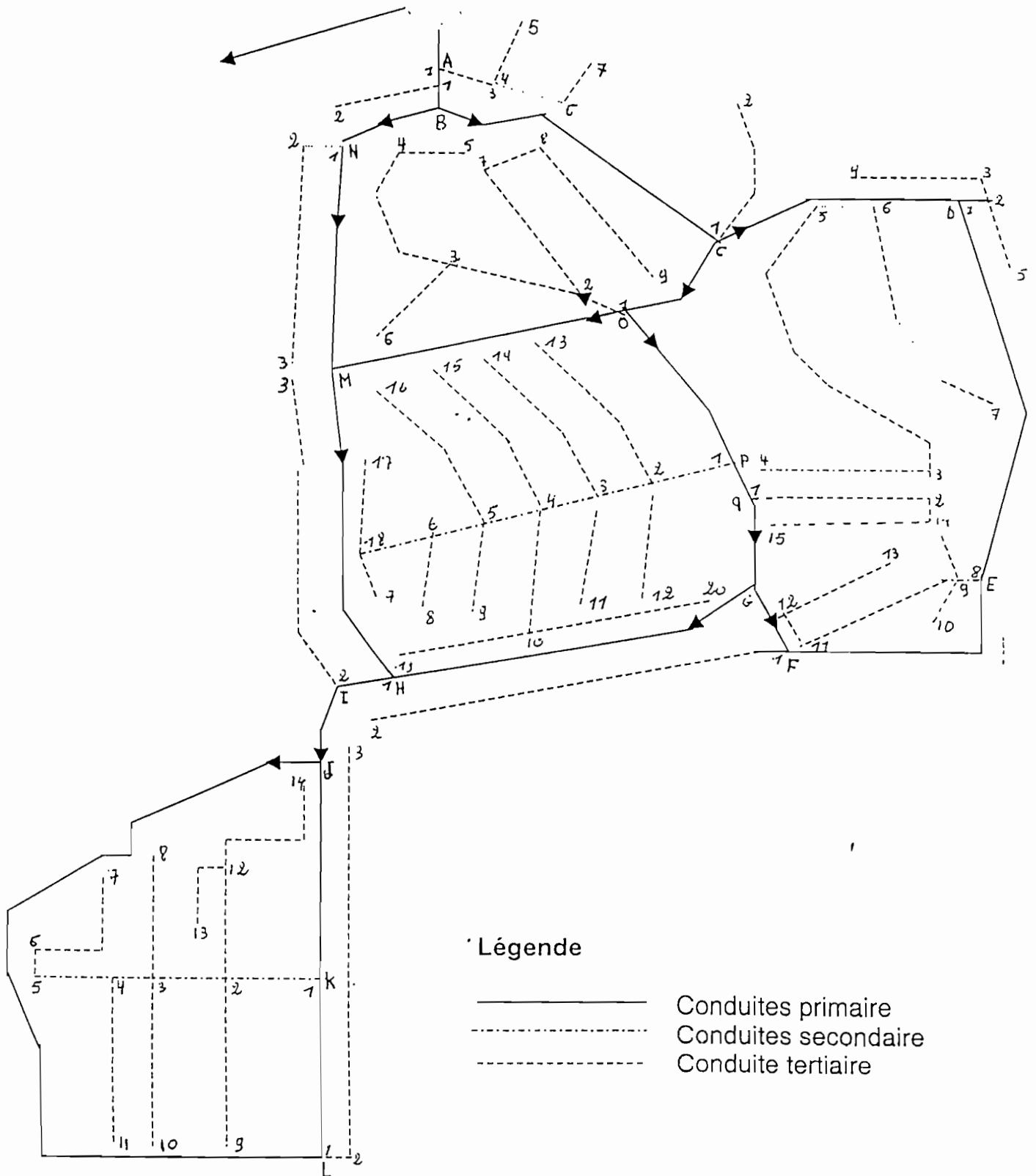
Pour faire arriver l'eau à l'intérieur des mailles, on ramifie les conduites primaires ceinturant les mailles par des conduites secondaires qui sont par après ramifiées par des conduites tertiaires. Les débits qui circulent dans ces conduites diminuent progressivement de l'amont à l'aval par suite à une alimentation en route.

Le dimensionnement ne peut donc se faire que par un débit  $q$  et d'un débit  $p$  à l'extrémité de la conduite qui occasionneraient la même perte de charge qu'un débit  $Q$  dans la conduite. Le débit sera déterminé à partir des formules :

$$q = p + 0,55Q$$

$$q = p + Q$$

V.5.7 Réseau complet de distribution



Légende

- Conduites primaire
- - - Conduites secondaire
- · · Conduite tertiaire

### V.5.7.1 Répartition des débits aux tronçons dans les mailles

Maille	Tronçon	Effectif de la Population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha//s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
I	2 _ 3	48	87	0,0029	0,25	0,38
	3 _ 4	18	32		0,09	0,14
	3 _ 6	—	—		—	0,26
	4 _ 5	—	—		—	0,1
	2 _ 7	90	162		0,47	0,7
	7 _ 8	—	—		—	—
	8 _ 9	60	109		0,32	0,48
	1 _ 2	—	—		—	2,06
II	2 _ 3	30	54	0,0029	0,16	0,24
	3 _ 4	42	76		0,22	0,33
	3 _ 5	102	184		0,53	0,8
	5 _ 6	—	—		—	—
	6 _ 7	102	184		0,53	0,8
	2 _ 14	—	—		—	—
	14 _ 15	60	108		0,31	0,46
	1 _ 2	—	—		—	2,63
	9 _ 10	18	33		0,1	0,15
	9 _ 11	48	87		0,25	0,37
	11 _ 12	—	—		—	—
	12 _ 13	96	173		0,5	0,75
	8 _ 9	—	—		—	1,27

Maille	Tronçon	Effectif de la Population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha//s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
III	2_13	126	227	0,0029	0,66	0,95
	2_12	66	119		0,35	0,53
	2_3	–	–		–	
	3_14	138	249		0,73	1,09
	3_11	84	152		0,44	0,66
	3_4	–	–		–	
	4_15	126	227		0,66	0,99
	4_10	84	152		0,44	0,66
	4_5	–	–		–	
	5_16	126	227		0,66	0,99
	5_9	184	152		0,44	0,66
	5_6	–	–		–	–
	6_8	84	152		0,44	0,66
	6_18	–	–			
	18_17	–	–		–	0,01
	18_7	84	152		0,44	0,66
	10_19	96	174		0,5	0,75
	10_20	90	163		0,47	0,7
1_2	–		–	9,35		
IV	2_9	120	217	0,0029	0,63	0,95
	2_12	168	303		0,88	1,32
	12_13	30	54		0,15	0,23
	12_14	42	76		0,22	0,33
	2_3	–	–		–	
	3_8	108	195		0,057	0,86
	3_10	126	227		0,66	0,99
	3_4	–			–	–
	4_5	18	33		0,09	0,14
	5_6	–	–		–	
	6_7	42	76		0,22	0,33
	4_11	54	98		0,28	0,42
	1_2	–	–		–	5,57

### V.7.2 Répartition des débits à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha//s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	1 _ 2	30	54	0,0029	0,15	0,23
	1 _ 3	24	43		0,12	0,18
	3 _ 4	12	22		0,06	0,09
	4 _ 5	12	22		0,06	0,09
	4 _ 6	24	43		0,12	0,18
	6 _ 7	–	–		–	0,07
C	1 _ 2	36	65	0,0029	19	0,29
D	1 _ 2	–	–	0,0029	–	–
	2 _ 3	–	–		–	–
	2 _ 5	18	32		0,09	0,14
	3 _ 4	30	54		0,16	0,24
F	1 _ 2	114	206	0,0029	0,6	0,9
L	1 _ 2	–	–	0,0029	–	–
	2 _ 3	174	314		0,97	1,36
I	1 _ 2	–	–	0,0029	–	–
	2 _ 3	126	228		0,66	0,99
	3 _ 4	–	–		–	–
N	1 _ 2	–	–	0,0029	–	–
	2 _ 3	72	130		0,38	0,57

### V.5.7.3 Dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q pour L>100m q=P+Q pour L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
I	4 _ 5	0,1	—	0,1	0,1	20
	3 _ 4	0,24	—	0,24	0,13	20
	3 _ 6	0,5	—	0,5	0,5	20
	2 _ 3	0,88	—	0,88	0,88	40
	8 _ 9	0,48	—	0,48	0,26	20
	7 _ 8	—	0,48	0,48	0,48	30
	2 _ 7	1,18	—	1,18	0,65	30
	1 _ 2	—	2,06	2,06	2,06	60
II	6 _ 7	0,8	—	0,8	0,44	30
	5 _ 6	—	0,8	0,8	0,44	40
	3 _ 5	1,6	—	1,6	0,88	40
	3 _ 4	0,33	—	0,33	0,33	30
	2 _ 3	2,17	—	2,17	2,17	60
	14 _ 15	0,46	—	0,46	0,25	20
	2 _ 14	—	2,63	2,63	2,63	60
	1 _ 2	—	2,63	2,63	2,63	60
	12 _ 13	0,75	—	0,75	0,42	30
	11 _ 12	—	0,75	0,75	0,75	40
	9 _ 11	1,12	—	1,12	1,12	40
	9 _ 10	0,15	—	0,15	0,15	20
	8 _ 9	—	1,27	1,27	1,27	60

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q pour L>100m q=P+Q pour L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
III	18_7	0,66	—	0,66	0,36	30
	18_17	0,01	—	0,01	0,01	20
	6_18	—	0,67	0,67	0,67	40
	6_8	0,66	—	0,66	0,36	30
	5_6	—	1,33	1,33	1,33	60
	5_16	0,99	—	0,99	0,54	30
	5_9	0,66	—	0,66	0,36	30
	4_5	—	2,98	2,98	2,98	60
	4_15	0,99	—	0,99	0,54	30
	10_19	0,75	—	0,75	0,42	30
	10_20	0,7	—	0,7	0,39	30
	4_10	2,11	—	2,11	1,16	40
	3_4	—	6,08	6,08	6,08	100
	3_14	1,09	—	1,09	0,6	30
	3_11	0,66	—	0,66	0,36	30
	2_3	—	7,83	7,83	7,83	100
	2_13	0,99	—	0,99	0,54	30
2_12	0,53	—	0,53	0,29	30	
1_2	—	9,35	9,35	9,35	125	
IV	6_7	0,33	—	0,33	0,18	20
	5_6	—	0,33	0,33	0,33	30
	4_5	0,47	—	0,47	0,47	30
	4_11	0,42	—	0,42	0,23	20
	3_4	—	0,89	0,89	0,89	40
	3_8	0,86	—	0,86	0,47	30
	3_10	0,99	—	0,99	0,54	30
	2_3	—	2,74	2,74	2,74	60
	12_14	0,33	—	0,33	0,18	20
	12_13	0,23	—	0,23	0,23	20
	2_12	1,88	—	1,88	1,03	40
	2_9	0,95	—	0,95	0,52	30
	1_2	—	5,57	5,57	5,57	100

### V.5.7.4 dimensionnement des conduites à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval	Débit dans le tronçon	$q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	Diamètre de la conduite (mm)
A	6_7	0,07	—	0,07	0,07	20
	4_6	0,25	—	0,25	0,25	20
	4_5	0,09	—	0,09	0,09	20
	3_4	0,43	—	0,43	0,43	30
	1_3	0,61	—	0,61	0,61	40
	1_2	0,23	—	0,23	0,23	20
C	1_2	0,29	—	0,29	0,29	20
D	2_5	0,14	—	0,14	0,14	20
	4_3	0,24	—	0,24	0,24	20
	3_2	—	0,24	0,24	0,24	20
	1_2	—	0,38	0,38	0,38	30
F	1_2	0,9	—	0,9	0,9	40
L	2_3	1,36	—	1,36	1,36	60
	1_2	—	1,36	1,36	1,36	60
I	2_3	0,99	—	0,99	0,99	40
	2_4	—	6,93	6,93	6,93	100
	1_2	—	7,92	7,92	7,92	125
N	2_3	0,57	—	0,57	0,57	30
	1_2	—	0,57	0,57	0,57	30

## V.6 Détermination de la côte définitive du radier du réservoir de Stockage

La détermination du radier tient compte des pertes de charge dans la conduite d'adduction et les pertes de charge dans le réseau de distribution.

Au paragraphe IV.3.12, nous avons démontré que la partie favorable pour l'emplacement du réservoir est la partie Est du quartier Gasekebuye. Nous remarquons également que la partie du réseau qui influence cet emplacement est la maille I où les pertes de charge au point de puisage le plus éloigné sont obtenues en tenant compte des pertes de charge depuis le réservoir jusqu'au point considéré.

Dans ce cas, nous considérons les pertes de charge des tronçons :  
R-A ; A-B ; B-C ; C-O ; 1-2 ; 2-7 ; 7-8 ; 8-9.

### V.6.1 Calcul des pertes de charge dans la conduite d'adduction

Depuis la côte provisoire du radier du réservoir de stockage au lieu de raccordement de la conduite d'adduction avec le réseau de distribution, la conduite d'adduction a une longueur de 250 m. Cette distance est petite grâce à une forte pente du terrain naturel permettant un écoulement libre facile.

#### V.6.1.1 Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge sont données par la formule fondamentale de DARCY-Weisback (voir paragraphe IV.3.14.4.1)

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} \cdot L$$

Le coefficient de perte de charge  $\lambda$  est trouvé à partir du nombre de Reynolds  $Re$  et de la rugosité relative  $K/D$ .

$V$  : vitesse d'écoulement

$D$  : diamètre de la conduite

$K$  : rugosité absolue de la conduite

Avec une température de l'eau de 25°C,  $\nu = 0.8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1.0,2}{0,8 \cdot 10^{-6}} = 2,5 \cdot 10^5 \quad K/D = 10^{-4} \text{ m}/0,2\text{m} = 0,0005$$

Le diagramme de Moody donne  $\lambda = 0,01687$

$$J = \frac{\lambda V^2 L}{2gD}$$

$$J = \frac{0,01687 \times (1)^2}{2 \times 9,81 \times 0,2}$$

$$J = 0,0043 \text{ m}$$

Les pertes de charge linéaires totales sont :  $0,0043\text{m} \times 250 = 1,075\text{m}$

### V.6.1.2 Les pertes de charge singulières

Sachant que les pertes de charge singulières sont provoquées par un changement de diamètre de la conduite, un changement de direction ainsi que des obstacles pendant l'écoulement, les pertes de charge dans cette conduite sont dues à la fois à la crépine à la sortie du réservoir qui bloquer l'introduction dans la conduite des corps de grandes dimensions ainsi que 3 coudes de changement de direction.

Les pertes de charge singulières sont donc trouvées suivant la relation suivante :

$$J_s = KV^2/2g$$

K : coefficient dépendant du type de singularité

g : accélération de la pesanteur

V : vitesse d'écoulement

En utilisant l'abaque en annexe n°3, les pertes de charge occasionnées par la crépine sont de 0,15.

Pour les coudes à angle droit,  $J_s = 0,015\text{m}$  par coude

Les pertes de charge singulières totales sont  $0,15\text{m} + 0,045\text{m} = 0,095\text{m}$

Les pertes de charge totales dans la conduite d'adduction sont donc la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charges singulières :

$$J_{\text{tot}} = 1,075 + 0,195\text{m} = 1,27\text{m}.$$

Tronçon	Pertes de charge partielles (m)	Pertes de charge cumulées (m)
R - A	1,27	1,27
A - B	0,005	1,275
B - C	0,49	1,765
C - O	0,25	2,015

### V. 6.2 Calcul des pertes de charge dans la maille I

Tronçon	Débit	Diamètre (mm)	Longueur	Perte de charge par mètre (m/m)	Perte de charge totale
1_2	2,06	60	87	0,0105	0,91
2_7	1,18	30	166	0,1069	17,74
7_8	0,48	30	103	0,0216	2,22
8_9	0,48	30	137	0,0216	2,96
2_3	0,88	40	95	0,016	1,52
3_6	0,5	20	99	0,1611	15,95
3_4	0,24	20	221	0,0436	9,63
4_5	0,1	20	55	0,0092	0,51

### V 6.3 Détermination de la côte du radier

Tronçon	Altitude du T.N (m)	Pression au sol (m)	Pertes de charge partielles	Pertes de charge cumulées	Côte du radier
R - O	905,3	23	2,015	2,015	930,35
1_2	908,21	23	0,91	2,925	934,135
2_7	919,6	23	17,74	20,665	963,265
7_8	926,4	23	2,22	22,885	972,285
8_9	909,7	23	2,96	25,845	958,545

Le tableau ci-dessus nous donne la cote 972,285 comme la cote la plus grande. A cette cote, nous ajoutons 1m20cm de profondeur de la fouille des tranchées pour la pose des conduites.

En comparant la cote provisoirement fixée à celle calculée, nous constatons que la cote définitive où le réservoir sera placé est celle qu'on s'est fixée au départ (990m).

## V.7 Dimensionnement du réseau maillé du quartier RWEZA

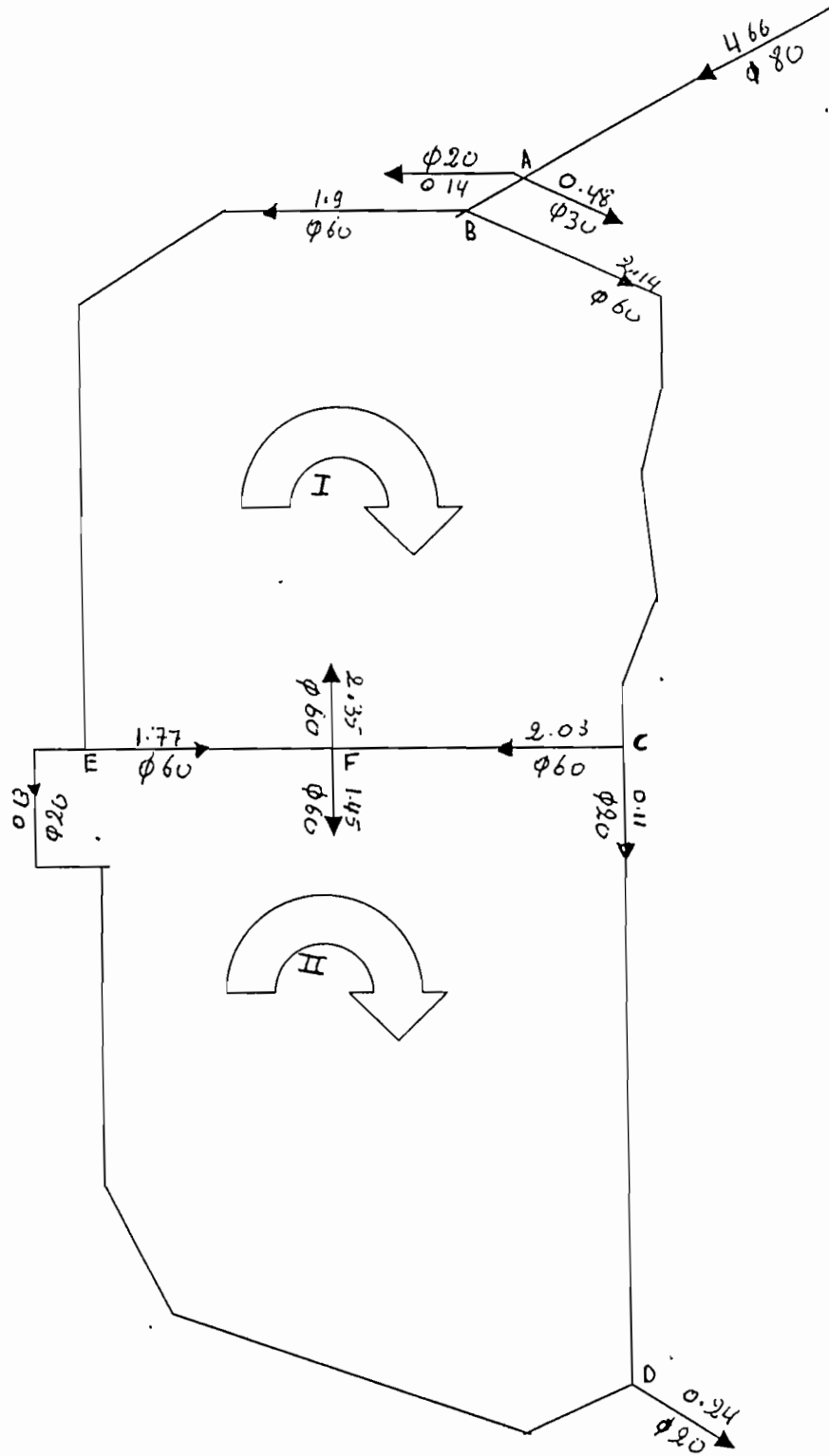
### V.7.1 Evaluation des besoins en eau potable dans Les mailles

N° de la maille	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
I	300	542	0,0029 l/s	1,57	2,35
II	186	336	0,0029 l/s	0,97	1,45

### V.7.2 Evaluation des besoins en eau potable à l'extérieur des mailles

Dénomination Nœud	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha/l/s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	78	141	0,0029	0,41	0,62
D	30	54	0,0029	0,16	0,24

### V.7.3 Répartition provisoire des débits dans le quartier RWEZA

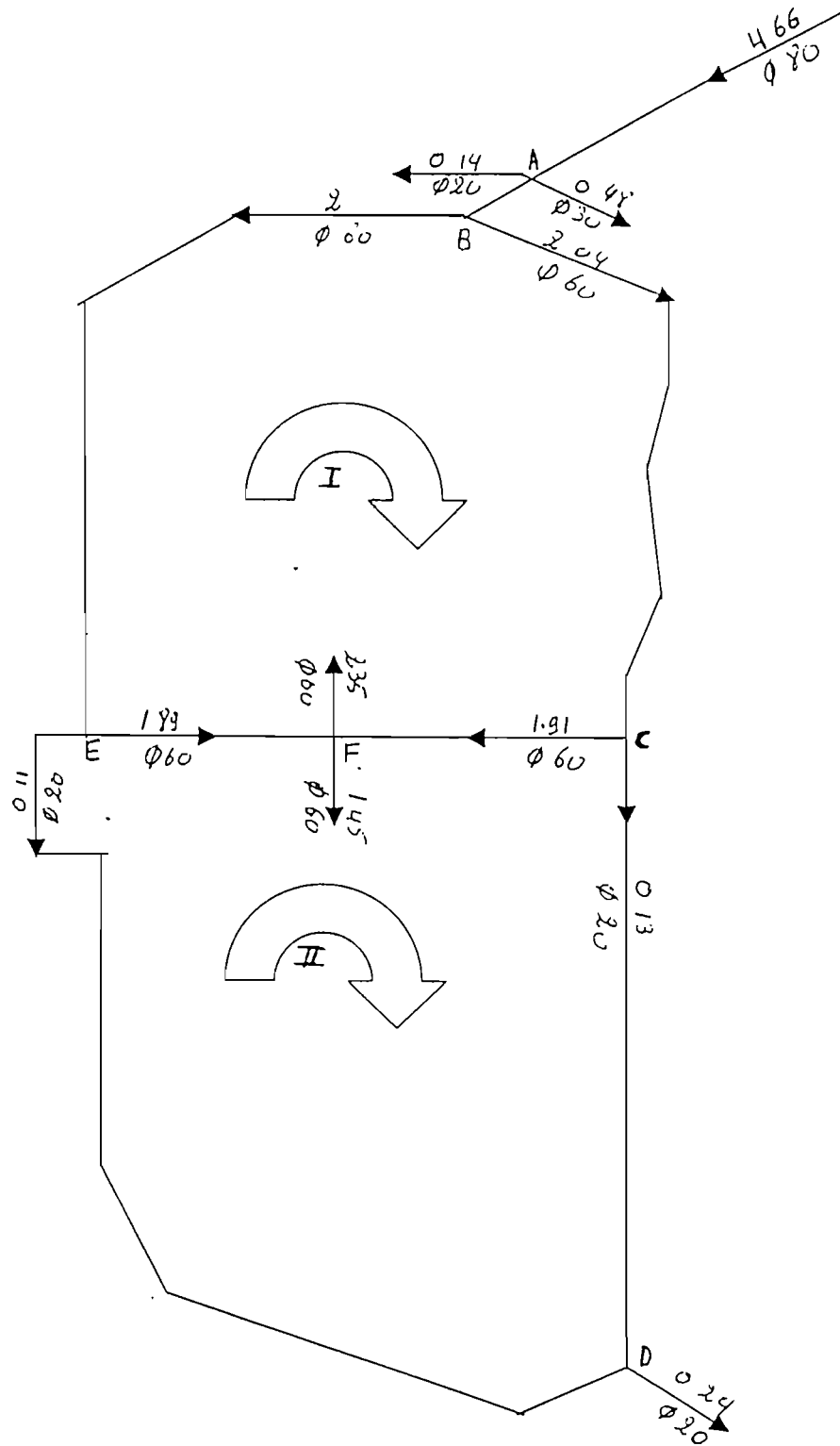


N° de la maille	Maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite en (mm)	Longueur de la conduite en (m)	Débit de pointe l/s	Perte de charge par mètre	Perte de charge totale Jo	Jo/Qo	Correct° propre à la maille	Correct° de la maille adjacente	Correct° Totale	Nouveau débit
I	- II II -	B - C	60	367	2,14	0,01123	4,12	1925,23	-0,1		-0,1	2,04
		C - F	60	54	2,03	0,0102	0,55	270,94	-0,1	-0,02	-0,12	1,91
		F - E	60	76	-1,77	-0,008	-0,61	344,63	-0,1	-0,02	-0,12	-1,89
		E - B	60	354	-1,9	-0,0091	-3,22	1694,74	-0,1		-0,1	-2
						$\Delta Q = -0,1$		0,84	4235,54			
II	- - I I I	C - D	20	241	0,11	0,0109	2,63	23909,09	0,2		0,2	0,13
		D - E	20	325	-0,13	-0,0146	-4,75	36538,46	0,2		0,2	-0,11
		E - F	60	76	1,77	0,008	0,61	344,63	0,2	0,1	0,2	1,89
		F - C	60	54	-2,03	-0,0102	-0,55	270,94	0,2	0,1	0,2	-1,91
						$\Delta Q = 0,02$			61063,12			

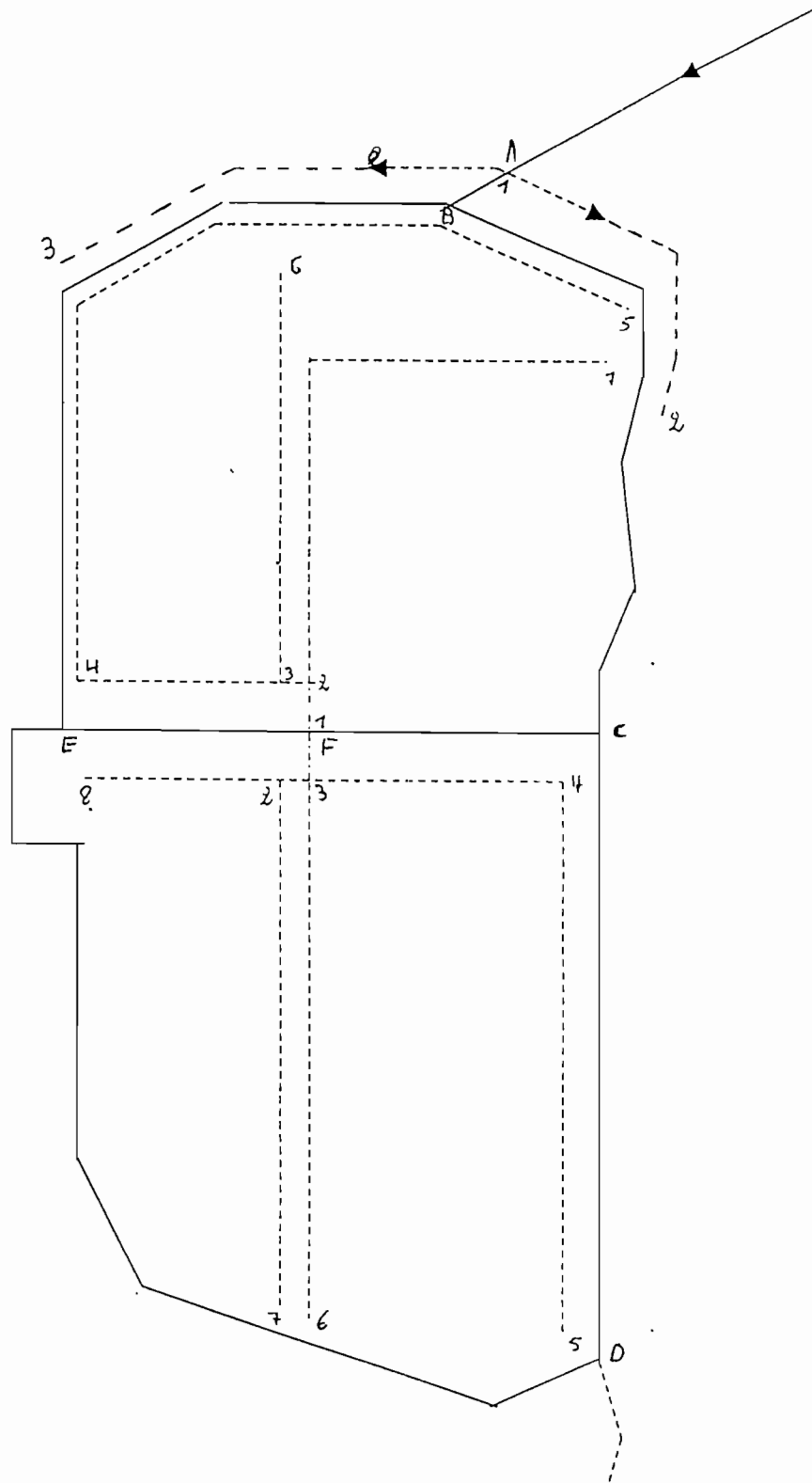
## Deuxième correction

I	- II II -	B - C	60	367	2,04	0,0103	3,78	1852,94	0		0	2,04
		C - F	60	54	1,91	0,0092	0,5	261,78	0	0	0	1,91
		F - E	60	76	-1,89	-0,009	-0,68	359,79	0	0	0	-1,89
		E - B	60	354	-2	-0,01	-3,54	1770	0		0	-2
						$\Delta Q = 0,007$		0,06	4244,51			
II	- - I I I	C - D	20	241	0,13	0,0146	3,52	27076,92	0		0	0,13
		D - E	20	325	-0,11	-0,0108	-3,51	31909,09	0	0	0	-0,11
		E - F	60	76	1,89	0,009	0,68	359,79	0	0	0	1,89
		F - C	60	54	-1,91	-0,0092	-0,5	1852,94	0		0	-1,91
						$\Delta Q = 0,006$		0,19	61198,74			

## V.7.4 Répartition finale des débits



## V.7.5 Réseau complet de distribution



### V.7.5.1 répartition des débits aux tronçons dans les mailles

Maille	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha//s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe
I	1 _ 2	—	—	0,0029	—	2,35
	2 _ 3	—	—		—	1,31
	3 _ 4	—	—		—	0,79
	4 _ 5	102	184		0,53	0,79
	3 _ 6	66	119		0,35	0,52
	2 _ 7	132	239		0,69	1,04
II	1 _ 2	—	—	0,0029	—	1,45
	2 _ 3	—	—		—	0,99
	3 _ 4	—	—		—	0,52
	4 _ 6	66	119		0,35	0,52
	3 _ 6	60	108		0,31	0,47
	2 _ 7	42	76		0,22	0,33
	2 _ 8	18	33		0,09	0,13

### V.7.5.2 Répartition des débits à l'extérieur des mailles

Nœud	Tronçon	Effectif de la population en 2006	Effectif de la population en 2026	Consommation moyenne par ha//s	Consommation totale l/s	Consommation de pointe l/s
A	1 _ 2	36	65	0,0029	0,19	0,29
	1 _ 3	42	76		0,22	0,33
D	1 _ 2	30	54	0,0029	0,16	0,24

### V.7.5.3 dimensionnement des conduites à l'intérieur des mailles

Maille	Tronçon	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q si L>100m q=P+Q si L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
I	4_5	0,79	–	0,79	0,44	30
	4_3	–	0,79	0,79	0,79	40
	3_6	0,52	–	0,52	0,29	20
	2_3	–	1,31	1,31	1,31	60
	2_7	1,04	–	1,04	0,57	30
	1_2	–	2,35	2,35	2,35	60
II	4_5	0,52	–	0,52	0,29	20
	3_4	–	0,52	0,52	0,52	30
	3_6	0,47	–	0,47	0,26	20
	2_3	–	0,99	0,99	0,99	40
	2_7	0,33	–	0,33	0,18	20
	2_8	0,13	–	0,13	0,13	20
	1_2	–	1,45	1,45	1,45	60

### V.7.5.4 Dimensionnement des conduites à exterieur des mailles

Nœud	Tronçons	Débit en route l/s	Débit en aval P l/s	Débit dans le tronçon Q l/s	q=P+0,55 Q si L>100m q=P+Q si L<100m	Diamètre de la conduite (mm)
A	1-2	0.29	-	0.29	0.16	20
	1-3	0.33	-	0.33	0.18	20
D	1-2	0.24	-	0.24	0.24	20

## CHAP.VI DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

### VI.1. Utilité du réservoir

Le réservoir proposé dans notre quartier aura une double fonction :

- assurer la sécurité de la distribution en cas de défaillance de courte durée et compenser les fluctuations de consommation. Il permettra aussi de mettre en réserve une quantité importante utilisable pour extinction des incendies, les coupures d'électricité, la rupture des conduites d'adduction ;
- assurer une régulation de la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement de la pompe.

### VI.2. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. C'est-à-dire tenir compte du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la demande en eau souvent variable.

#### VI.2.1 Valeur théorique de la capacité du réservoir

Les études faites sur le relevé des débits horaires consommés ont montré que ces derniers varient en fonction des activités du jour. Le débit horaire est minimal pendant la nuit entre 24 heures et 6 heures et devient maximal pendant la journée entre 7 heures et 11 heures ( qui sont les heures de pointe ).

Le réservoir sera à mesure de contenir le surplus d'eau pendant les heures creuses pour répondre facilement à la demande pendant les heures de pointe.

Le débit maximal est donc :

$$Q_{\max}/h = 1,3 \text{ à } 2,5 Q_{\max}/J$$

D'après les études faites par G.K.W.

$$\begin{aligned} Q_{\max}/h &= 1,44 Q_{\max}/J \\ &= 1,87 Q_{\max}/h \quad \text{à Bujumbura} \end{aligned}$$

A partir de ces études, un tableau des coefficients horaires a été établi pour être appliqué au débit moyen de consommation. Le coefficient horaire est le rapport du débit à l'heure considérée au débit moyen horaire ( celui-ci étant égal à la consommation journalière divisée par 24 ).

Tableau des coefficients horaires

Période	Coefficients
24h à 1h	0,38
1h à 2h	0,25
2h à 3h	0,38
3h à 4h	0,5
4h à 5h	0,6
5h à 6h	0,85
6h à 7h	1,44
7h à 8h	1,35
8h à 9h	1,5
9h à 10h	1,15
10h à 11h	1,5
11h à 12h	0,85
12h à 13h	1,35
13h à 14h	1,35
14h à 15h	1
15h à 16h	1,15
16h à 17h	1,35
17h à 18h	1,15
18h à 19h	1
19h à 20h	1,35
20h à 21h	1
21h à 22h	1
22h à 23h	0,85
23h à 24h	0,71

Ce tableau permet de faire une répartition journalière de la consommation. Il est donc prévu un pompage nocturne entre 20 heures et 6 heures, c'est-à-dire 10 heures par jour.

Etant donné que les besoins journaliers sont estimés à  $2224,375\text{m}^3/\text{j}$ , le débit de refoulement appelé aussi débit de pompage est de :

$$Q = \frac{2224,375\text{m}^3 / \text{j}}{10\text{h} / \text{j}} = 222,4375\text{m}^3 / \text{heure}$$

Le débit horaire moyen de consommation sera de :  
 $(2224,375\text{m}^3/\text{j})/24\text{h} = 92,682 \text{ m}^3/\text{h}$

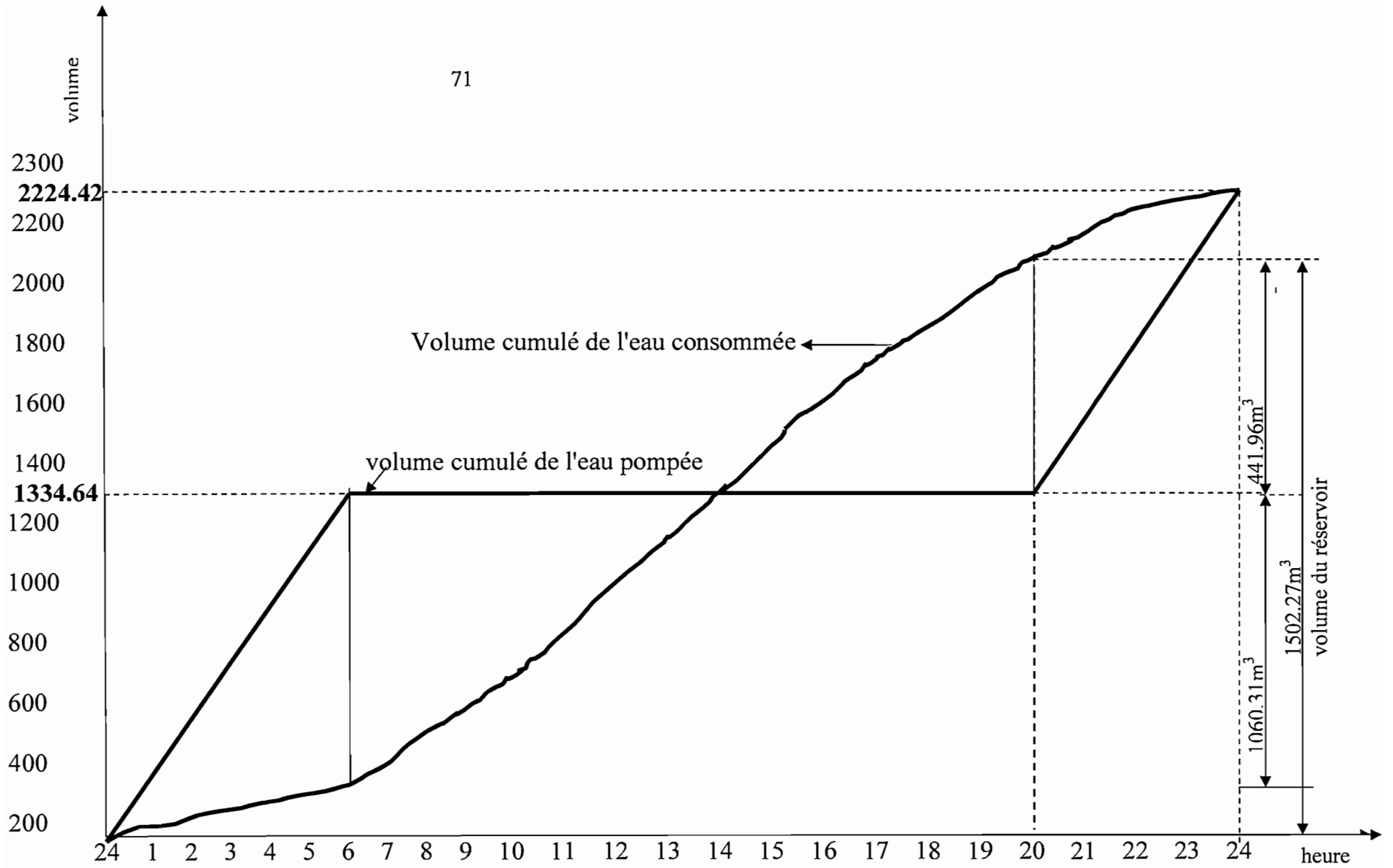
Tableau de la répartition journalière des consommations

Heures	Apport(m <sup>3</sup> )	Consommation théorique	Coeff. Horaire	Consommation (m <sup>3</sup> )	Solde 2-5 (m <sup>3</sup> )	Solde total
24 – 1	222,44	92,68	0,38	35,22	187,22	187,22
1 – 2	222,44	92,68	0,25	23,17	199,27	386,49
2 – 3	222,44	92,68	0,38	35,22	187,22	573,71
3 – 4	222,44	92,68	0,5	46,34	176,1	749,81
4 – 5	222,44	92,68	0,6	55,60	166,84	916,65
5 – 6	222,44	92,68	0,85	78,78	143,66	<b>1060,31</b>
6 – 7	0	92,68	1,44	133,46	-133,46	926,85
7 – 8	0	92,68	1,35	125,12	-125,22	801,73
8 – 9	0	92,68	1,5	139,02	-139,02	662,71
9 – 10	0	92,68	1,15	106,58	-106,58	556,13
10 – 11	0	92,68	1,5	139,02	-139,02	917,11
11 – 12	0	92,68	0,85	78,78	-78,78	338,33
12 – 13	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	213,21
13 – 14	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	88,09
14 – 15	0	92,68	1	92,68	-92,68	-4,59
15 – 16	0	92,68	1,15	101,95	-101,95	-106,54
16 – 17	0	92,68	1,35	125,12	-125,12	-231,66
17 – 18	0	92,68	1,16	107,51	-107,51	-335,17
18 – 19	0	92,68	1	92,68	-92,68	-431,85
19 – 20	0	92,68	1,36	125,12	-125,12	<b>-556,97</b>
20 – 21	222,44	92,68	1	92,68	129,76	-427,21
21 – 22	222,44	92,68	1	92,68	129,76	-297,45
22 – 23	222,44	92,68	0,85	78,78	143,66	-153,79
23 – 24	222,44	92,68	0,71	65,80	156,69	2,85

L'amplitude maximale fournie par la colonne "solde total" donne la capacité maximale du réservoir pour alimenter le réseau de distribution en permanence.

Le solde total varie entre  $-556,97\text{m}^3$  et  $1060,31\text{m}^3$ , la capacité est ainsi :

$$1060,31\text{m}^3 + 556,97\text{m}^3 = 1617,27\text{m}^3$$



Ces courbes nous donnent le volume du réservoir qui est de  $1502,27\text{m}^3$  inférieur au volume obtenu par calcul. Nous allons alors considérer le volume de  $1617,27\text{m}^3$  obtenu par calcul comme le volume de notre réservoir.

### **VI.2.2 La valeur pratique de la capacité du réservoir**

Par calcul, nous avons obtenu un volume du réservoir qui s'élève à  $1617,27\text{m}^3$  tandis que le volume trouvé pratiquement équivaut à  $1502,27\text{m}^3$ . Le réservoir sera donc dimensionné en tenant compte du volume de  $1617,27\text{m}^3$  plus  $360\text{m}^3$  pour trois réserves d'incendie.

Le volume du réservoir est enfin de  $1617,27\text{m}^3 + 360\text{m}^3 = 1977,27\text{m}^3$ .

### **VI.3 Choix de la forme du réservoir**

Les réservoirs utilisés ont souvent la forme circulaire, rectangulaire ou carrée. Du point de vue économique, quelques comparaisons nous permettent de trouver la forme de notre réservoir :

1. a volume et hauteur données, à une surface en plan donnée, le développement de la paroi la plus faible conduira à un choix du réservoir moins coûteux. La paroi la plus faible est donc celle d'un cercle.
2. les réservoirs sont soumis à la pression hydraulique. Comme on sait que la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle, un réservoir circulaire ne sera donc soumis qu'à un effort normal de traction.

On a constaté que les réservoirs carrés et rectangulaires sont plus coûteux du point de vue béton, acier, coffrage et étanchéité que le réservoir circulaire. Le réservoir choisi est donc de forme circulaire par sa facilité de construction et son prix inférieur par rapport aux autres formes ci haut citées.

### **VI.4 DIMENSIONS DU RESERVOIR**

Nous considérons trois grandes parties du réservoir :

- la dalle de couverture ;
- la paroi circulaire ;
- le radier.

A volume constant ( $1977,27\text{m}^3$ ), les dimensions de notre réservoir seront déterminées en tenant compte d'une surface totale minimale.

A une hauteur donnée, nous pouvons trouver le diamètre et la surface minimale par les formules suivantes :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}}$$

$$\text{Surface latérale} = D \times \pi \times H$$

$$\text{Surface totale} = \text{surface latérale} + \text{surface de la base fois deux}$$

Hauteur	Diamètre (m)	Surface latérale (m <sup>2</sup> )	Surface totale (m <sup>2</sup> )
2,5	31,74	249,15	1830,81
3	28,97	272,89	1590,52
3,5	26,82	294,8	1129,32
4	25,09	315,13	980,32

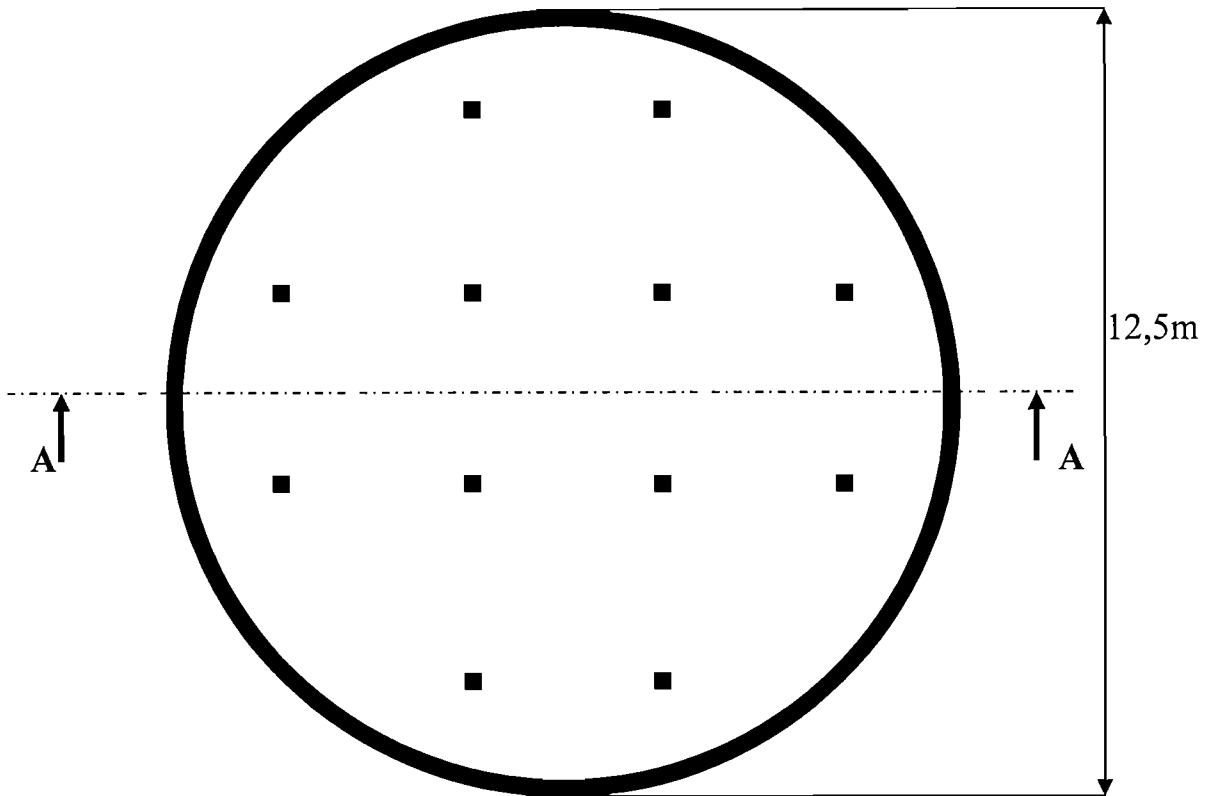
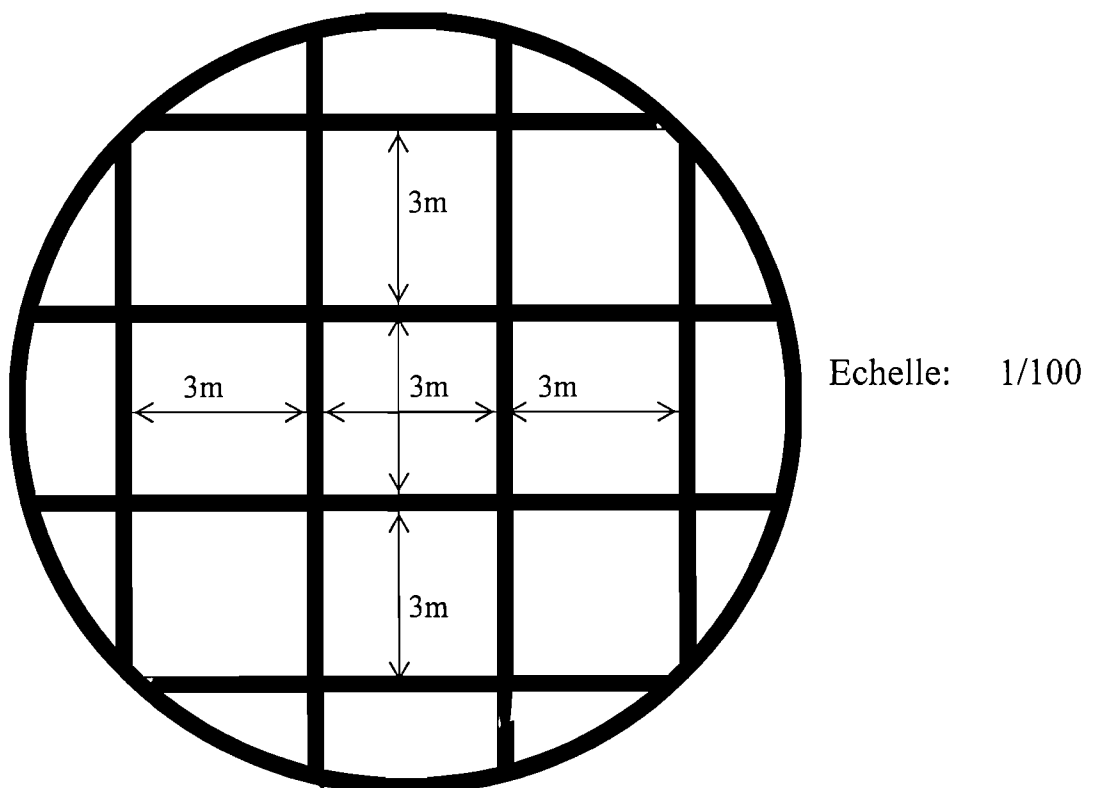
Nous constatons que plus la hauteur augmente, plus le diamètre diminue, par conséquent, la surface totale diminue. Nous considérons donc une hauteur d'eau de 4m, un diamètre de 25m et la hauteur du niveau de l'eau à la dalle de 40cm.

La hauteur totale de notre réservoir sera donc 4,4m.

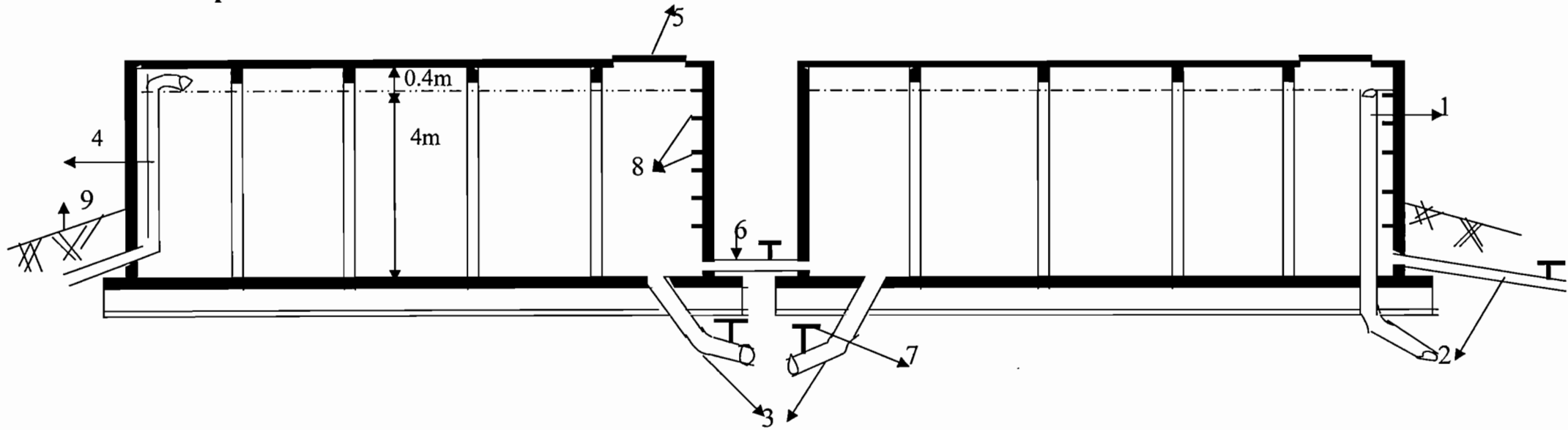
Etant donné que le diamètre trouvé est relativement grand, nous avons proposé deux réservoirs égaux et parallèles qui se communiquent en bas par un tuyau de façon que le niveau d'eau reste toujours le même dans les deux.

Les dimensions de chacun des deux réservoirs sont les suivantes :

- diamètre : 12,5m ;
- épaisseur de la dalle : 15cm ;
- épaisseur de la paroi : 20cm ;
- épaisseur du béton de propreté : 30cm ;
- épaisseur du radier : 20cm ;
- section du poteau supportant la dalle : 20cm x 20cm ;
- section de la poutre supportant la dalle : 30cm x 20cm ;
- épaisseur du sable de propreté : 5cm..

**VI.4.1 Vue en plan du réservoir****VI.4.2 Plan des poutrelles de la dalle**

## VI.4.3 Coupe A-A



1. Trop plein
2. Tuyau de distribution
3. Tuyau de vidange
4. Tuyau d'amené
5. Chambre de visite
6. Tuyau de liaison
7. Vanne
8. Escalier
9. sol naturel

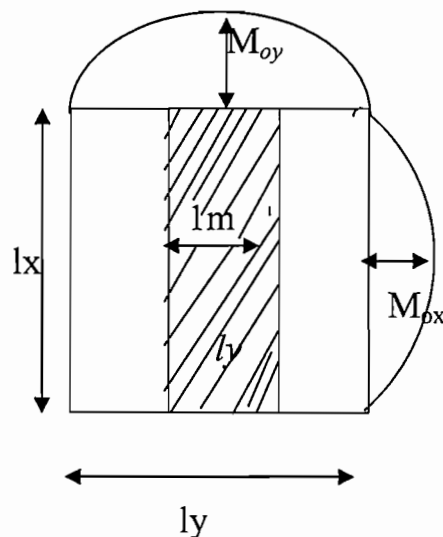
Echelle : 1/100

## VI.5 Calcul des armatures

### VI.5.1 Dalle de couverture

Les dalles sont des éléments plats, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, chargés perpendiculairement à leur plan moyen (un élément dont la largeur dépasse 5 fois d'épaisseur peut être considérée comme dalle ) les dalles sont utilisées comme tabliers de pont ou comme planchers des bâtiments. Elles s'appuient soit sur un réseau de poutres, soit sur des murs porteurs, soit directement sur des poteaux.

- dalle portant dans une seule direction  $l_y/l_x \geq 2$ ;
- dalle portant dans deux directions  $l_y/l_x < 2$ .



$$M_{ox} = \mu_x p l^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

#### VI.5.1.1 Calcul des moments

1. Charges permanentes :  $G = a \times b \times e \times \gamma$

a : longueur de la bande considérée

b : largeur de la bande considérée

e : épaisseur de la dalle

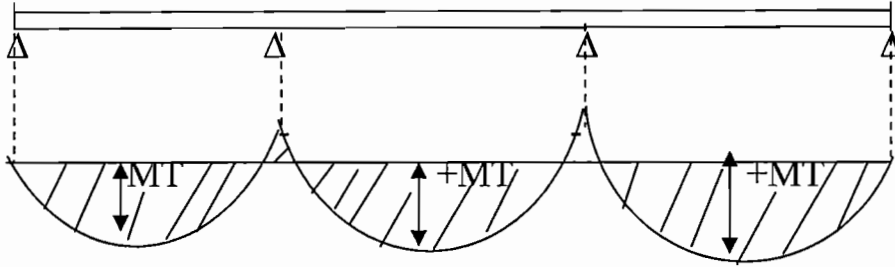
$\gamma$ : masse volumique du béton

$$G = (3,2 \times 1 \times 0,15 \times 2500) = 1200 \text{ daN}$$

$$2. \text{ Les surcharges } Q = 150 \text{ daN /m}^2 \times (1 \times 3,2)\text{m}^2 = 480 \text{ daN}$$

Le moment dû aux charges permanentes est calculé avec la formule suivante :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1200 + 1,5 \times 480) \text{ daN} = 2340 \text{ daN}$$



La répartition des moments fléchissants dépend de l'allure de la rigidité à la flexion. les armatures sont dimensionnées suivant les moments en travée et sur appui

Moment sur appui :  $2340 \times 4 = 9360 \text{ daN}$

$$M_{ox} = \mu_x p l^2 \times$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$\delta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,2}{3,2} = 1, \text{ pour } \frac{l_x}{l_y} = 1, \text{ on a } \mu_x = 0,0423$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{ox} = M_{oy} = (0,0423 \times 9360 \text{ daN} \times (3,2)^2) = 4054 \text{ daN}$$

-Cas d'une travée de rive

$$MT \geq \left( \frac{1,2 \times 0,3\alpha}{2} \right) M_{ox}$$

$ME \geq 0,5 M_{ox}$  si la poutre a plus de deux travées

$ME \geq 0,6 M_{ox}$  si la poutre a deux travées

$M_w = 0$  en général (pas d'encastrement sur appui de rive)

Le moment en travée dans le cas d'une travée de rive sera :

$$MT \geq (0,75 \times 4054) \text{ daN.m} = 3041 \text{ daN}$$

-Cas d'une travée intermédiaire

$$MT \geq \left( \frac{1,2 \times 0,3\alpha}{2} \right) M_{ox}$$

$M_w, M_E \geq 0,5 M_{ox}$  si l'appui est voisin d'un appui de rive  
 $M_w, M_E \geq 0,4 M_{ox}$  dans le cas d'appui intermédiaire

Le moment en travée sera égal à :

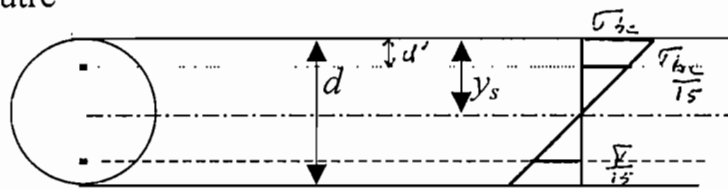
$$M_T \geq (0,65 \times 4054 \text{ daN.m}) = 2635 \text{ daN.m}$$

### VI.5.1.2 Calcul de la section des armatures de la dalle de couverture

Calcul à l'état limite de service;

la contrainte de compression du béton est limitée,

$\bar{\delta}_{bc} = 0,6 f_{e28}$  cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissure parallèle à la fibre neutre



Dans notre cas, on ne considère que les déformations  $\bar{\delta}_{bc}$  et  $\bar{\delta}_s$

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_s &= \min(0,5 f_c, 110 \eta) \text{ MPa} \\ &= \min(0,5 \times 400, 110 \times 1,6) \text{ MPa} \\ &= \min(200, 176) \text{ MPa} \\ \text{soit } \bar{\delta}_s &= 176 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\delta}_{bc}}{176 + 15 \times 15} = 0,561$$

$$\begin{aligned} M_{rb} &= \frac{1}{2} \alpha_r (1 - \alpha_r / 3) b o \times d^2 \bar{\delta}_{bc} \\ &= \frac{1}{2} 0,561 (1 - 0,561 / 3) \times 1 \times (0,15)^2 \times 15 \cdot 10^5 \text{ daN} \\ &= 7697 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$M_{ser} < M_{rb}$  donc  $3041 \text{ daN.m} < 7627 \text{ daN.m}$

$$\begin{aligned} \alpha_{ser} &= 15 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} M_{ser}} \right) \\ \mu_{ser} &= \frac{M_{ser}}{b o d^2 \bar{\delta}_{bc}} = \frac{3041}{1 \times (0,15)^2 \times 15 \cdot 10^5} = 0,09 \end{aligned}$$

$$\mu_{ser} = 15 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot 0,09} \right) = 1,95$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\delta}_s} \text{ avec } Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) \\ &= 1,5(1 - 0,4 \times 1,95) \end{aligned}$$

$$= 0,33$$

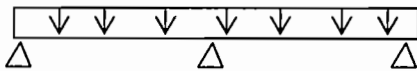
$$A = \frac{3041}{0,3 \times 176 \times 10^5} = 0,00052 \text{m}^2$$

$$= 5,2 \text{cm}^2$$

soit 5 Ø12 = 5,65cm<sup>2</sup>

vec  $\bar{\delta}_{bc}$  : contrainte limite du béton  
 $f_{c28}$  : résistance du béton à l'âge de 28 jours  
 $f_c$  : résistance du béton  
 $\eta$  : coefficient de fissuration  
 $\bar{\delta}_s$  : contrainte limite des aciers  
 $M_{rb}$  : moment résistant du béton  
 $A$  : section des aciers  
 $M_{ser}$  : moment de service  
 $\alpha_{ser}$  : contrainte de service

## VI.5.2 Poutres



### VI.5.2.1 Calcul des charges

- longueur de la bande considérée  $L = 3,2\text{m}$
- hauteur de la poutre  $h = 30\text{cm}$
- largeur de la poutre  $b = 20\text{cm}$

#### 1. Charge uniforme

$$G_1 = b \times h \times L \times \gamma_b = (0,20 \times 0,30 \times 3,2 \times 2500) \text{daN} = 480 \text{daN}$$

$$P_u = 491 \text{daN} \times 1,35 = 663 \text{daN/ml}$$

$$\text{Appui} = 663/4 = 166 \text{daN/ml}$$

#### 2. Triangulaire

$$G_2 = b \times a \times e \times \gamma_b$$

$$= (3,2 \times 3,2 \times 0,15 \times 2500) \text{daN} = 3840 \text{daN}$$

$$G = G_1 + G_2 = 491 \text{daN} + 3840 \text{daN} = 4331 \text{daN}$$

#### 3. Charge d'exploitation

$$q = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 150 \times 3,2 \times 3,2/2 = 768 \text{ daN}$$

$$P_{lu} = 1,35G + 1,5Q$$

$$= (1,35 \times 4331 + 1,5 \times 768) \text{daN} = 6999 \text{daN}$$

### VI.5.2.2 Calcul des moments

Le calcul des moments se fait par la formule suivante :

$$M_o = \frac{\text{appui} l^2}{8} + \frac{Plu l^2}{48}$$

$$= \left( \frac{166 \times (3,2)^2}{8} + \frac{7299 \times (3,2)^2}{48} \right) = 1705. \text{daN}$$

$$M_A = 0,5 M_o = 0,5 \cdot 1705 \text{daNm} = 853 \text{daNm}$$

### VI.5.2.3 Calcul des armatures

Les poutres étant exposées à l'eau, il sera nécessaire de mener les calculs à l'état limite de service.

$$\begin{aligned} \overline{\delta}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ &= 0,6 \times 25 \text{MPa} \\ &= 15 \text{MPa} \\ \overline{\delta}_s &= \min(0,5 f_e, 110 \eta) \\ &= \min(200, 176) \\ \overline{\delta}_s &= 176 \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times \overline{\delta}_{bc}}{\overline{\delta}_s + 15 \times \overline{\delta}_{bc}} = \frac{15 \times 15}{176 + 15 \times 15} = \frac{225}{401} = 0,561$$

$$\begin{aligned} M_{rb} &= \frac{1}{2} \alpha_r (1 - \alpha_r / 3) b o d^2 \overline{\delta}_{bc} \\ &= \frac{1}{2} 0,561 (1 - 0,561 / 3) \cdot 1 \cdot (0,15)^2 \cdot 15 \cdot 10^5 \text{daNm} \\ &= 7697 \text{daN.m} \end{aligned}$$

$$M_{ser} = 1854 \text{daN} < M_{rb} = 7697 \text{daN.m}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b o d^2 \overline{\delta}_{bc}} = \frac{1854}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 15 \cdot 10^5} = 0,0549$$

$$\begin{aligned} \alpha_{ser} &= 15 \left( 1 - \sqrt{1 - 8/3 \mu_{ser}} \right) \\ &= 15 \left( 1 - \sqrt{1 - 8/3 \cdot 0,0549} \right) = 0,141 \end{aligned}$$

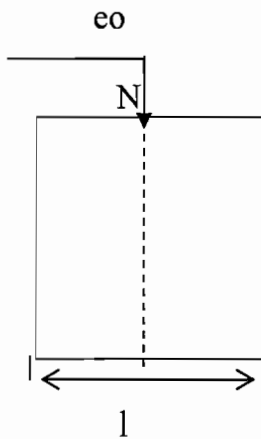
$$\begin{aligned} \alpha_s &= 15 \times \overline{\delta}_{bc} \left( \frac{1 - \alpha_{ser}}{\alpha_{ser}} \right) \\ &= 15 \times 15 \left( \frac{1 - 0,141}{0,141} \right) = 1371 \text{Mpa} \end{aligned}$$

$$\delta_s = 1371 \text{MPa} > \overline{\delta}_s = 176 \text{MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot 0,141)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,15(1-0,4 \cdot 0,141) \\
 &= 0,14 \\
 A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{Z \times \delta_s} = \frac{1854}{0,14 \cdot 176 \cdot 10^5} = 0,00075 \text{ m}^2 \\
 &= 7,5 \text{ cm}^2 \\
 &\text{soit } 4 \text{ } \varnothing 14 = 7,7 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

### VI.5.3 Poteau supportant la dalle



#### VI.5.3.1 Calcul des charges

Dalle :  $Q_1 = 3,2 \times 3,2 \times 0,15 \times 2500 \text{ daN} = 3840 \text{ daN}$

Surcharge  $Q_2 = 3,2 \times 150 \text{ daN} = 480 \text{ daN}$

Poutre  $Q_3 = (0,3 \times 0,2 \times 3,2 \times 2 \times 2500) \text{ daN} = 960 \text{ daN}$

La charge totale  $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 3840 \text{ daN} + 480 \text{ daN} + 960 \text{ daN}$   
 $= 5280 \text{ daN}$

L'effort normal du poteau est donc  $N_{ser} = 5280 \text{ daN}$

La section du poteau est  $B = a \cdot b$

$$= (0,20 \times 0,20) \text{ m}^2 = 0,04 \text{ m}^2$$

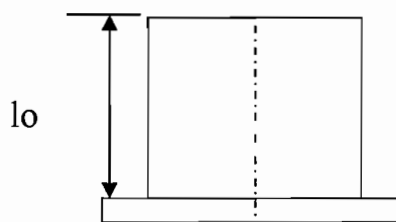
La section réduite du poteau  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$

$$= (0,2 - 0,02)(0,2 - 0,02)$$

$$= 0,18 \times 0,18 \text{ m}^2 = 0,032 \text{ m}^2$$

#### VI.5.3.2 Calcul des armatures

Valeur de la longueur de flambement



$$l_f = 0,7l_0$$

$$l_f = 0,7 \times 4,4 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

L'aptitude de la déformation d'un poteau comprimé est liée à l'élanement  $\lambda$

$\lambda = l_f/i$  avec  $i$  rayon de giration minimum

$$i = 0,2899 \cong 0,2899 \times 0,2 = 0,0578$$

$$\lambda = l_f/i = 3/0,0578$$

$$\beta = 0,85/1500 \times \lambda = \frac{0,85 \times 51,9}{1500} = 0,029$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_c}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \text{ Mpa} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Pour FeE40 naturel  $\delta_s = 347,8 \text{ Mpa}$

La formule permettant de calculer la section des armatures est :

$$A \geq \frac{1}{0,85 \sigma_s} \left( \beta \mu_{ser} - \frac{Br'_{f_{bu}}}{0,90} \right)$$

Avec

$A$  : section des aciers

$\delta_s$  : contrainte des aciers

$\beta$  : coefficient lié au flambement

$f_{bu}$  : contrainte du béton de service

$Br'$  : coefficient de la section du béton réduit

$$A_{min} < A < A_{max}$$

$$A_{min} (\text{cm}^2) = \max(4 \cdot \mu, 0,2\beta/100)$$

$$A_{max} (\text{cm}^2) = 5\beta/100$$

Avec  $\mu$  périmètre de la section du poteau

$$A \geq -0,0001696 \text{ m}^2 = 1,696 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset 6$$

La section des aciers est négative donc, le béton seul peut supporter la dalle. Mais, pour parer aux efforts imprévus nous allons utiliser les aciers 4  $\emptyset 10$  et des cadres de  $\emptyset 6$  tous les 20cm.

Le coefficient de minoration qui est défini en fonction de l'élanement du poteau décroît rapidement quand  $\lambda > 50$  ce qui pénalise les poteaux élancés.

$$\alpha = 0,6(50/51,9)^2 = 0,556.$$

Dans notre cas, pour un poteau dont le rapport des côtés est tel que

( $0,9 \leq b/a < 1,1$ ), seuls les aciers situés dans les angles sont pris en compte.

## VI.5.4 Paroi circulaire

### VI.5.4.1 Calcul de la traction dans les parois circulaires

La traction dans les parois circulaires est donnée par la formule suivante :

$T \times \gamma \times \delta \times h \times r$  avec :

$\gamma$ : coefficient de traction

$\delta$ : masse volumique de l'eau

$h$  : hauteur de l'eau

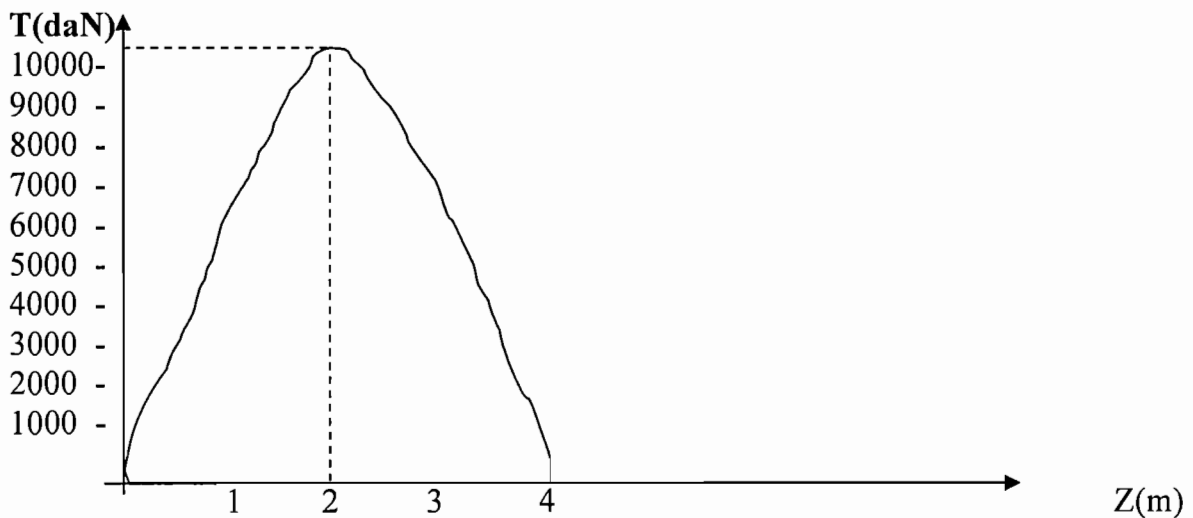
$r$  : rayon intérieur du réservoir

$T$  : traction dans la paroi

La valeur de  $\gamma$  est donnée par la profondeur  $Z$  du haut en bas du réservoir et le rapport  $Z/h$  (voir annexe n°3).

Z/h	Z	$\gamma$	T(daN)
0,1	0,4	0,164	4110
0,2	0,8	0,256	6400
0,3	1,2	0,339	8475
0,4	1,6	0,403	10075
0,5	2	0,429	10725
0,6	2,4	0,409	10225
0,7	2,8	0,334	8350
0,8	3,2	0,210	5250
0,9	3,6	0,073	1825

### Diagramme de l'effort de traction dans la paroi



### VI.5.4.2 Calcul des armatures

Les armatures sont calculés par bande de 0,4.

$\delta a$  acier doux : 1200 à 1570 bars

$\delta a$  à H.A : 1660 à 2750 bars

Pour notre réservoir, nous allons utiliser les aciers à H.A. avec  $\delta a = 2500$ bars

- 1<sup>ère</sup> bande : 0 à 0,4 :  $T = (4100/2)daN = 2050daN$
- 2<sup>ème</sup> bande : de 0,4m à 0,80m :  $T = \frac{(6400+4100)}{2}=5250daN$
- 3<sup>ème</sup> bande : 0,80m à 1,20m :  $T = \frac{(6400+8475)}{2}=7437,5daN$
- 4<sup>ème</sup> bande : 1,20m à 1,60m :  $T = \frac{(8475+10075)}{2}=9275daN$
- 5<sup>ème</sup> bande : 1,60m à 2,00:  $T = \frac{(10075+10725)}{2}=10400daN$
- 6<sup>ème</sup> bande : 2,00m à 2,40m :  $T = \frac{(10725+10225)}{2}=10475daN$
- 7<sup>ème</sup> bande : 2,40m à 2,80m :  $T = \frac{(10225+8350)}{2}=9287daN$
- 8<sup>ème</sup> bande : 2,80m à 3,20m :  $T = \frac{(8350+5250)}{2}=6800daN$
- 9<sup>ème</sup> bande : 3,20m à 3,60m :  $T = \frac{(5250+1825)}{2}=3537daN$
- 10<sup>ème</sup> bande : 3,60m à 4m :  $T = 1825/2 = 912,5daN$

Pour le calcul des armatures, nous allons considérer un cas défavorable avec  $T = 10475daN$

La section des aciers est donc :  $A = 10475/2500 = 4,19cm^2$

D'où ; 4 Ø 12

### VI.5.5 Le radier

#### VI.5.5.1 Charge sur le radier

- Dalle :  $G = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times e \times \gamma_b$   
 $= [(12.9)^2 \times 3,14/4 \times 0,20 \times 2500daN$   
 $= 65315.925daN$   
 Avec:

D: diamètre de la dalle

d: diamètre de la dalle supportant les poteaux

e : épaisseur de la dalle

$\gamma_b$  : masse volumique du béton

- Paroi :  $G = \pi \times d \times 4.4 \times e \times \gamma_b$   
 $= (3,14 \times 12,5 \times 0,20 \times 4.4 \times 2500) \text{daN}$   
 $= 86350 \text{daN}$
- Enduit sur dalle :  $G = d^2 \times \pi/4 \times e \times \gamma_b$   
 $= (12,5)^2 \times 3,14/4 \times 0,025 \times 2500) \text{daN}$   
 $= 7666 \text{daN}$
- Surcharge sur dalle:  $G = D^2 \times \pi/4 \times P$  ( $P = 75 \text{daN/m}^2$ )  
 $= 9797.39 \text{daN}$
- Enduit sur la paroi :  $G = \pi \times d \times h \times e \times \gamma_b$   
 $= (3,14 \times 12,5 \times 4,4 \times 0,025 \times 2500) \text{daN}$   
 $= 1079.75 \text{daN}$
- Poutre:  $a \times b \times L \times n \times \gamma_b$   
 $= (0.2 \times 0.3 \times 12.3 \times 4 + 0.2 \times 0.3 \times 8.5 \times 4 - 0.2 \times 0.3 \times 0.3 \times 12)$   
 $\times 2500 = 2504.992 \text{daN}$

Avec:

b: largeur de la poutre

L : longueur de la bande considérée

h: hauteur de la poutre

n : nombre de poutre par paroi

- Poteau:  $a^2 \times h \times n \times \gamma_b$   
 $= (0,2^2 \times 4,4 \times 12 \times 2500) \text{daN} = 5280 \text{daN}$
- Pression de l'eau sur le radier  
 $= \frac{\pi D^2}{4} \times \gamma_w \times h \text{ eau}$   
 $= \frac{(12,5^2 \times 3,14 \times 1000 \times 4)}{4} \text{daN}$   
 $= 490625 \text{daN}$

$$Q = (653115.925 + 86350 + 7666 + 9797.39 + 1079.75 + 2504.992 + 5280 + 490625) \text{daN} = 1256419.057 \text{daN}$$

### VI.5.5.2 Calcul des armatures du radier

La contrainte admissible limite des aciers est estimée à 347,8KN/cm<sup>2</sup>.  
La section des aciers sera :

$$A_x = \frac{Q \times e}{s \times \delta a} = \frac{1256419.057 \times 0,2}{(12,5)^2 \times 3,14 / 4 \times 3478000 m^2}$$
$$= 0.00059 m^2$$
$$= 5.9 cm^2$$

soit un quadrillage de 6 Ø 12

## CHAP.VII. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

### VII.1. Introduction

L'estimation du coût du projet consiste à évaluer les ouvrages d'un projet en comptabilisant à la fois les matériaux, matériels, main-d'œuvre et argent permettant son exécution. C'est au métreur de pouvoir établir des devis avant l'exécution en détaillant tous les travaux à exécuter. L'établissement des devis doit donc être fait par des personnes qualifiées, ayant le pouvoir d'imaginer tous les ouvrages qui sont à exécuter sans en ajouter d'inutiles ni omettre ceux qui sont nécessaires. Il existe trois types de devis, à savoir :

- Devis quantitatifs qui donnent des quantités d'un ouvrage
- Devis estimatifs qui appliquent les prix à ces quantités
- Devis descriptifs qui usent des plans pour donner la certitude sur le volume des travaux à exécuter.

Après avoir déterminé les quantités des différents ouvrages nécessaires, le métreur leur affecte des prix officiels sur le marché donnant ainsi à l'entrepreneur un montant qu'il va présenter au maître d'ouvrage.

### VII.2. Coût des conduites et des raccords

Les conduites sont vendues par pièces de 6m de longueur et les prix diffèrent selon leurs diamètres. Les prix attribués à ces conduites ont été trouvés sur le marché et dans l'entreprise UTEMA. A l'achat des conduites, il ne faut pas oublier les pertes pendant l'utilisation. Pour ce faire, on ajoute à chaque conduite les pertes de 10%.

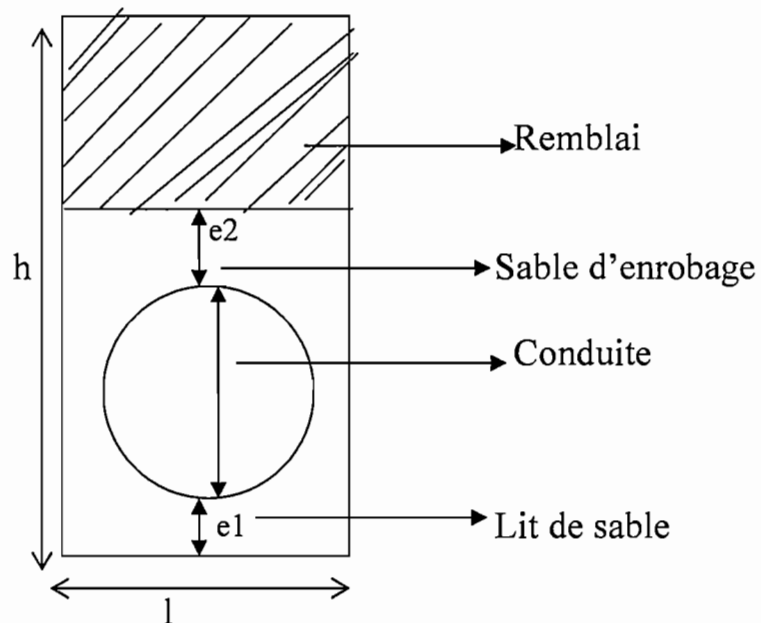
Diamètres	Longueur utile	Longueur achetée	Pu/6m	PT
250	1543	1697	771222	218165851
200	439	482.9	201708	16234123
150	274	301.4	185178	9302109
125	90	99	154240	2544360
100	1152	1267.2	113800	24034560
80	742	816.2	79820	10858181
60	2805	3085.5	66935	41943703
40	3418	3759.8	34236	21453419
30	3912	4303.9	26782	19175309
20	3611	3972.1	18224	64592602
Raccords				98432643
Coudes à 90° et courbes				84542126
Croix				648538
Tés				413708
				612341242 F

### VII.3 Calcul du volume des terrassements

Les dimensions des tranchées pour les conduites sont fonction des diamètres de ces derniers. Pour permettre les mouvements aisés des ouvriers, la largeur des tranchées doit être au moins de 0.80m pour les conduites de plus de 150mm et 0.70m pour les conduites de moins de 150mm. Pour la protection et la stabilité des conduites, elles sont revêtues par une couche de sable d'au moins 15cm d'épaisseur. La profondeur des fouilles est uniforme pour toutes les conduites et elle est donnée à 1m. Le volume des terrassements est enfin donné par la formule suivante :

$$V = H.L.l \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} H : \text{profondeur de la tranchée} \\ L : \text{longueur de la tranchée} \\ l : \text{largeur de la tranchée} \end{array}$$

#### VII.3.1 Coupe d'une tranchée contenant une conduite



### VII.3.2 Calcul de la hauteur du sable

$$\text{Volume du sable + conduite} = L l (\phi + 0,3)$$

$$\text{Volume de la conduite} = \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times L$$

$$\text{Volume du sable} = L \times l (\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times L$$

$$= L \left[ l (\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \right]$$

$$S = \frac{V}{L}$$

$$S = \frac{L \left[ l (\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \right]}{L}$$

$$= l (\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}$$

$$H' = \frac{l (\phi + 0,3) - \frac{\phi^2 \times \pi}{4}}{l}$$

$$H' = \phi + 0,3 - \frac{\phi^2 \times \pi}{4 \times l}$$

Donc ;H' est la hauteur du sable dans chaque tranchée.

diamètre de la conduite(mm)	Hauteur de la couche du sable(m)
250	0.489
200	0.460
150	0.428
125	0.407
100	0.389
80	0.373
60	0.356
40	0.338
30	0.329
20	0.319

### VII.3.3 Volume des déblais excédentaires

Les déblais excédentaires sont des déblais qui restent après le remblayage. Ces derniers doivent être dégagés du chantier.

Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de la conduite (m <sup>3</sup> )	Volume du sable(m <sup>3</sup> )	Volume total des fouilles (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume des déblais (m <sup>3</sup> ) = (VT-VR).C (Coeff de foisonnements=1,3)
250	1543	96,44	609.362	1234.4	630.778	784.708
200	439	17.56	161.552	351.2	189.648	210.018
150	274	4.839	93.818	219.2	120.543	271.254
125	90	1.104	25.641	63	36.255	34.768
100	1152	9.043	313.689	806.4	483.668	564.652
80	742	3.728	193.736	519.4	341.936	177.464
60	2805	7.927	699.006	1683	976.067	919.013
40	3418	4.293	808.698	2392.6	1583.902	1051.307
30	3912	2.764	900.934	2738.4	1834.702	1174.574
20	3611	1.134	806.336	2527.7	1720.23	1049.711
Total			4612.772	12534.9	7917.729	6061.213

## II.4. Calcul des matériaux utilisés pour la construction des Regards et du Réservoir

### VII.4.1 Les regards

Nous prévoyons construire 23 regards de bases carrées avec un mètre de côté, 1.20m de profondeur et 0.20m d'épaisseur : la quantité de matériaux utilisés est fonction des dosages indiqués dans le dossier technique.

Les aciers sont déterminés en fonction de leurs diamètres et sont majorés de 15% pour tenir compte des pertes. Le poids du fil d'attache est aussi calculé sur base de 15% du poids des armatures.

Série	désignation	unité	Quantité
1	<u>Maçonnerie</u>		
	Briques 20x20x5	Pièces	3092
	Sable	m <sup>3</sup>	22.08
	Ciment	Kg	5520
2	<u>Enduit</u>		
	Intérieur :		
	Sable	m <sup>3</sup>	1.656
	Ciment	kg	496.8

Les radiers et les couvercles ont une épaisseur de 5cm, les couvercles sont en B.A avec des armatures de 6mm de diamètre en espacement de 15cm. Pendant le calcul des matériaux, sauf pour les armatures et les planches de coffrage où on considère les pertes de 15%, les autres sont calculées en tenant compte des pertes de 10%.

série	Désignation	Unité	Quantité
1	<u>Couvercle</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	0.907
	Gravier	m <sup>3</sup>	1.803
	Ciment	Kg	7.289
	Armature $\phi 6$	Pièces	12
	<u>Radier</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	0.907
	Gravier	m <sup>3</sup>	1.803
Ciment	Kg	7.289	
Armature	pièces	12	

## VII.4.2 Le réservoir

Série	Désignation	Unité	Quantité
1	Sable de propreté	m <sup>3</sup>	7.583
2	<u>Béton de propreté</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	36.4
	Gravier	m <sup>3</sup>	72.8
	Ciment	Kg	22750
3	<u>Radier</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	24.267
	Gravier	m <sup>3</sup>	48.534
	Ciment	Kg	21233.8
	Armatures $\phi 6$	Pièces	272
4	<u>Poteaux</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	1.69
	Gravier	m <sup>3</sup>	3.38
	Ciment	Kg	1478.4
	Planches(4 x0.3)	pièces	154
	Clous	Kg	28
	Armatures $\phi 6$	Pièces	53
5	<u>Paroi</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	14
	Gravier	m <sup>3</sup>	28
	Ciment	Kg	12581.5
	Armature $\phi 12$	Pièces	231
	Planches	Pièces	1385
	Clous	Kg	17
6	<u>Enduit intérieur</u> épaisseur 25mm		
	Sable	m <sup>3</sup>	4.441
	Ciment	Kg	1776.4
7	<u>Poutres</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	1.939
	Gravier	m <sup>3</sup>	3.878
	Ciment	kg	1696.8
	Planches	pièce	168
	Armatures $\phi 14$	pièce	1165
	Clous	kg	13
8	<u>Dalle</u>		
	Sable	m <sup>3</sup>	15.675
	Gravier	m <sup>3</sup>	31.351
	Ciment	kg	13716.15
	Armatures $\phi 12$	pièce	152
	Planches	pièce	89
	Clous	kg	16

## VII.5 Calcul de la main-d'œuvre

Le calcul de la main-d'œuvre se fait par une estimation du rendement par le TEM (temps moyen d'exécution qui est le rendement d'un seul travailleur estimé par unité d'ouvrage, heure/unité d'ouvrage). Les TEM sont aussi le résultat d'une comparaison de plusieurs projets déjà réalisés ou des études de travail chronométré sur chantier. Au Burundi, on utilise les TEM déterminés par le projet ASECO en 1985 avec un temps moyen journalier de 8 heures.

En se servant des enquêtes effectuées dans les entreprises (EGB, RMC) ainsi que l'ouvrage présenté par l'ASECO, on a le temps d'exécution moyen pour un ouvrage qui nous permettra de trouver le temps pendant lequel cet ouvrage sera exécuté par un seul ouvrier.

Selon les mêmes enquêtes, le salaire moyen d'un ouvrier par jour est de 2000F. Nous trouvons maintenant le coût de la main-d'œuvre pour chaque travail effectué.

Le temps d'exécution est calculé suivant la formule :

Volume des travaux  $\times$  TEM/nombre d'heures de travail par jour = Jours/ouvrier  
 -Terrassement :  $(12534.9 \times 3 \times 2000F)/8=9401175F$

-Mise en place du lit de sable, pose des conduites et sable d'enrobage :  
 $(4612.772 \times 3.2 \times 2000F)/8=3690318F$

-Remblayage avec de la terre en provenance des terrassements :  
 $(7917.729 \times 2.5 \times 2000F)/8= 4948619F$

-Epannage de la terre :  $(6061.203 \times 0.2 \times 2000F)/8=303061F$

-Mise en place du sable de propreté pour les réservoirs:

$$(7.584 \times 2 \times 2 \times 2000F)/8=7582F$$

-Préparation du béton pour les parois des réservoirs , on va utiliser un malaxeur qui a un volume de  $0.225 \text{ m}^3$  capable de donner un mélange fini de  $0.125 \text{ m}^3$  pendant 0.15heures.

Pour ce travail, il est considéré que 6 personnes se chargent du chargement des agrégats et du ciment. Ce malaxeur sera loué à 250000F par jour.

Volume du béton des parois des deux réservoirs :

$$\left( \frac{(12.9)^2 \times \pi \times 4.4}{4} - \frac{(12.5)^2 \times \pi \times 4.4}{4} \right) 2.1 \text{m}^3 = (574.78 - 539.69) \times 2 \times 1 \text{m}^3$$

$$= 70.18 \text{m}^3$$

Le temps mis par le malaxeur pour préparer ce béton :

$$= (70.18 \times 0.15 \text{heures}) / (0.125 \times 8 \text{heures}) \times 1 \text{jour} = 11 \text{jours}$$

La somme d'argent pour cette activité est donc :

$$(11 \times 6 \times 2000F + 250000F \times 11) \times 2 = 2882000F$$

-bétonnage des poteaux :

$$* \text{ volume du béton : } (0.2 \times 0.2 \times 4.4 \times 24) \text{m}^3 = 4.224 \text{m}^3$$

$$* \text{ coût des travaux : } (4.224 \times 20 \times 2000F) / 8 = 21120F$$

-bétonnage des poutres :

$$* \text{ volume du béton} = (0.2 \times 0.3 \times 12.3 \times 4 + 0.2 \times 0.3 \times 8.5 \times 4) \times 2 - (0.2 \times 0.3 \times 0.3 \times 24) \text{m} = (2.952 + 2.04) \times 2 \text{m} - 0.88 \text{m} = 9.104 \text{m}^3$$

$$* \text{ coût des travaux} = (9.104 \times 18 \times 2000F) / 8 = 327744F / 8 = 40968F$$

-bétonnage de la dalle :

$$* \text{ volume du béton} = \frac{(12.9)^2 \times \pi \times 0.15 \times 2}{4} = 39.189 \text{m}^3$$

$$* \text{ volume des travaux} = (39.189 \times 16 \times 2000F) / 8 = 156756F$$

-Coffrage des poutres :

$$* \text{ Surface à coffrer : } (0.2 \times 2.3 \times 8 + 0.3 \times 11.9 \times 8 \times 2) \text{m}^2$$

$$= (19.68 + 57.12) = 76.8 \text{m}^2$$

$$* \text{ Coût des travaux} = (76.8 \times 3.5 \times 2000F) / 8 = 67200F$$

-Bétonnage du radier :

$$* \text{ Volume du béton : } \frac{(13.9)^2 \times \pi \times 0.2 \times 2}{4} = 60.668 \text{m}^3$$

$$* \text{ Coût des travaux} = (60.668 \times 16 \times 2000F) / 8 = 243672F$$

-Coffrage des poteaux

$$* \text{Surface à coffrer } 0,2 \times 4,4 \times 2 \times 24 = 84,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Coût des travaux : } (84,48 \times 2 \times 2000\text{F})/8 = 42240\text{F}$$

-Coffrage des dalles

$$* \text{Surface à coffrer} = \frac{(12,5)^2 \times \pi}{2} \times 2 = 245,313 \text{ m}^2$$

$$* \text{Coût des travaux} = (245,313 \times 3,5 \times 2000\text{F})/8 = 214615\text{F}$$

-Ferrailage (coupe, mise en forme, assemblage par ligatures, le transport à pied d'œuvre et mise en place dans le coffrage) :

$$* \text{le poids des armatures est de } 21862,26\text{kg}$$

$$* \text{le temps mis pour le ferrailage : } 0,1\text{heure/kg} \times 21862,26\text{kg} \\ = 2186,226\text{heures}$$

$$* \text{coût des travaux : } (2186226\text{heures} \times 2000\text{F})/8\text{heures} = 546553\text{F}$$

\*Maçonnerie :

$$* \text{Surface latérale des regards} = (1,2 \times 1 \times 4 \times 23)\text{m}^2 = 110,4 \text{ m}^2$$

$$* \text{coût des travaux : } (110,4 \times 9 \times 2000\text{F})/8 = 248400\text{F}$$

-Le coût total de la main-d'œuvre est :

$$(9401175 + 3690318 + 4948619 + 303061 + 7582 + 2882000 + 21120 + 40968 \\ + 156756 + 67200 + 243672 + 42240 + 214651 + 546553 + 248400)\text{F} \\ = 22795316\text{F}$$

Le poids des fils à ligaturer est calculé sur base de 5% du poids des armatures.

Ce poids est donc  $21862,26\text{kg} \times 0,05 = 1093,113\text{kg}$ .

## VII.6. Coût global du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Briques (20x20x5)	Pièces	3402	21F	70442F
Sable fin	m <sup>3</sup>	239.480	25740F par benne (7m <sup>3</sup> )	880603F
Gravier 4/8	m <sup>3</sup>	379.492	140400F par benne (7m <sup>3</sup> )	7611526F
Ciment (Zambie)	kg	81264.428	15500F par sac	25191973F
Armatures				
Φ6	pièces	674	4950F	3336300F
Φ12	pièces	766	9900F	7583400F
Φ14	pièces	2330	14850F	34600500F
Fil à ligaturer	kg	1093.113	1870F	2044122F
Planches brutes(0.3x0.4)	pièces	896	2500F	2240000F
Clous	kg	148	2000F	296000F
Pompes	pièces	2	3000000F	6000000F
Tuyauterie	pièces			612341242F
Main-d'œuvre	-			22795316F
				724992424F

## VII.7. Planning des travaux

En construction, on doit travailler en fonction des conditions du milieu naturel. Le planning est ainsi un élément essentiel dans ce domaine du fait qu'il permet l'harmonie des travaux.

En effet, certains travaux peuvent se faire simultanément, d'autres successivement, ce qui peut engendrer des problèmes de temps et d'espace.

Le planning a pour rôle de :

- régler le temps des approvisionnements en matériaux et matériels,
- déterminer le nombre d'ouvriers pour chaque ouvrage
- respecter les délais d'exécution exigés.

Le planning choisi pour notre projet est le planning classique à barres (graphique de GANTT). Cette méthode présente des avantages dans la représentation et la lecture. La longueur de chaque barre horizontale est proportionnelle à la durée d'exécution répartie en semaine de 6 jours de travail pour chaque tâche précisée.



## CONCLUSION GENERALE

Au terme de notre projet de fin d'études portant sur " **L'ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU QUARTIER RWEZA - GASEKEBUYE**", nous nous sommes intéressés par la qualité et la quantité d'eau à produire, le mode de transport, le lieu de stockage et le système de distribution afin de mettre l'eau à la disposition des consommateurs.

Comme le sujet n'est pas développé en tous détails, nous invitons d'autres chercheurs à pouvoir poursuivre cette étude sur d'autres aspects qui ne sont pas encore traités (étude du sol d'assise du réservoir). Pendant la période de notre étude, nous avons constaté un manque d'eau qui se manifeste quelques fois dans les quartiers surélevés de la ville de Bujumbura. Selon les renseignements tirés de la REGIDESO, ce manque d'eau est dû à la coupure d'électricité et l'insuffisance d'eau produite.

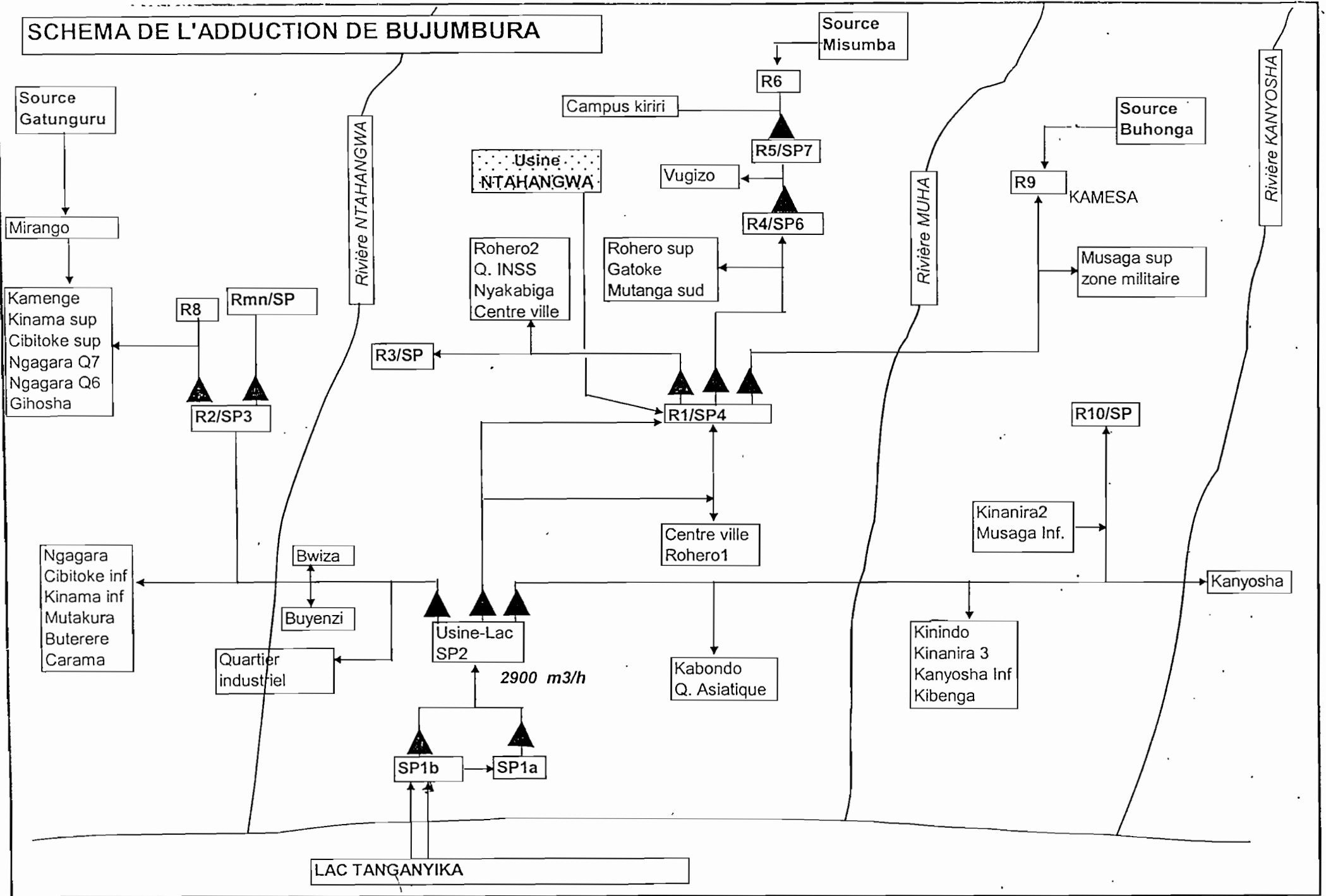
Nous invitons donc les autorités compétentes de prévoir un moyen de secours pour parer à ce problème et aussi d'étendre la station de production et de traitement de l'eau brute installée à la SP2 qui, voire le rythme de création de nouveaux quartiers ne sera plus à mesure de produire l'eau nécessaire pour toute la ville.

## Bibliographie

1. André DUPONT : Hydraulique urbaine, Tome I et II, Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux.
2. A. LENCASTRE : Manuel d'hydraulique général, Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France.
3. Les CEMAGREF-SOGREAH : pompes et les stations de pompage
4. A.GUERRIN : Traité de béton armé, Tome VII, murs de soutènement et murs enterrés
5. EA BRUN : Mécanique des fluides, Tome I et II.
6. ARTUR P. Mille : L'eau et la santé de l'homme.
7. A.C.A et coopération française : Manuel d'urbanisme pour les pays en voie De développement volume V, les infrastructures.
8. GTZ/GKW : - AEP de la ville de Bujumbura, plan directeur, rapport d'étude intermédiaire, Tome II, ressources en eau.  
- Rapport d'étude intermédiaire, Tome II. Besoin en eau
9. Ministère de coopération, fonds d'aide et de coopération, SMUH, 1977 :  
Alimentation en eau potable.
- 10: Institut national de la santé publique : l'eau et la santé.
- 11: MUNEZERO Etienne : Etude d'alimentation en eau potable du quartier Kibenga : Projet de fin d'étude ITS, Université du Burundi, 1997.
12. CISHAHAYO Edouard : Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable pour le quartier Gasenyi Nord, FSA, Université du Burundi, 2001.
13. YAMUREMYE Edouard : cours de Métré, I.T.S IV, U.B, 2002-2003

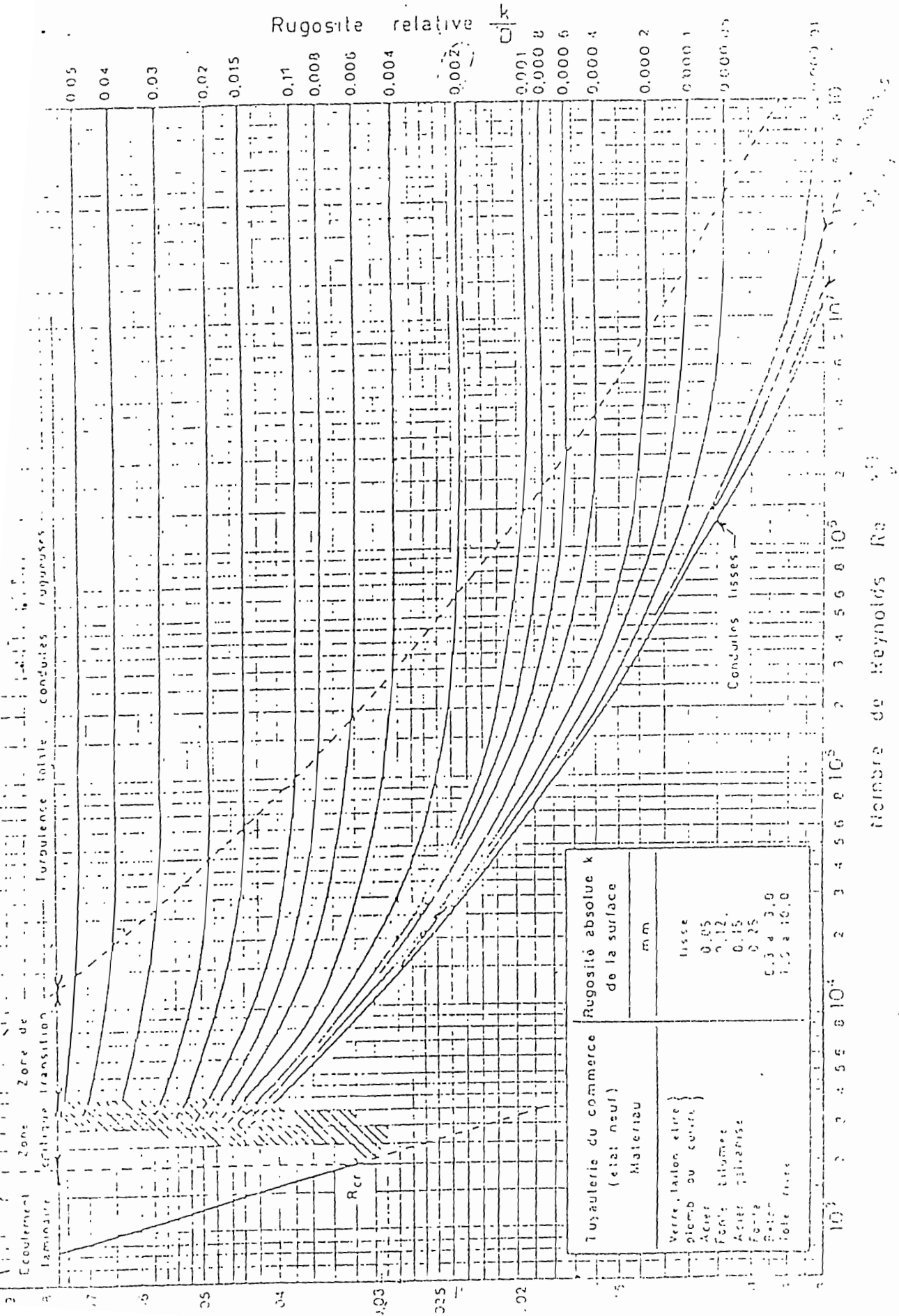
# **ANNEXES**

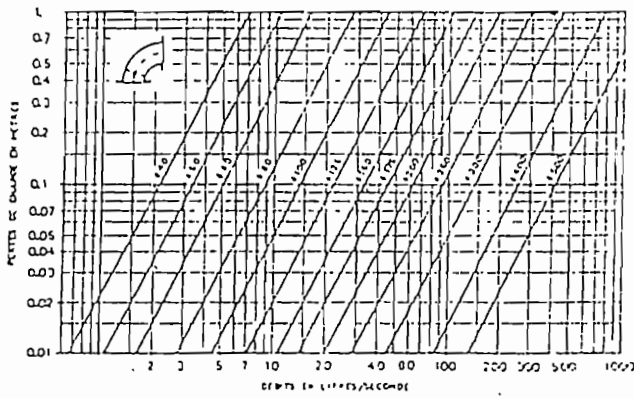
# SCHEMA DE L'ADDUCTION DE BUJUMBURA



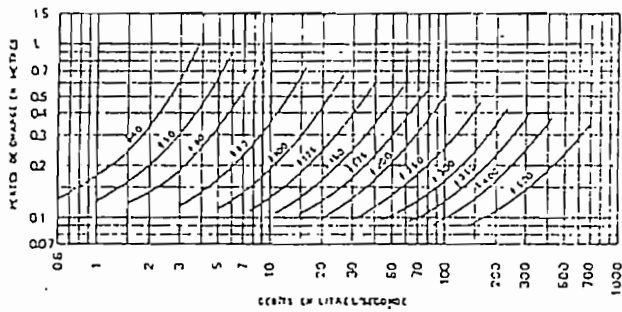
Graphique de Moody

K - 17

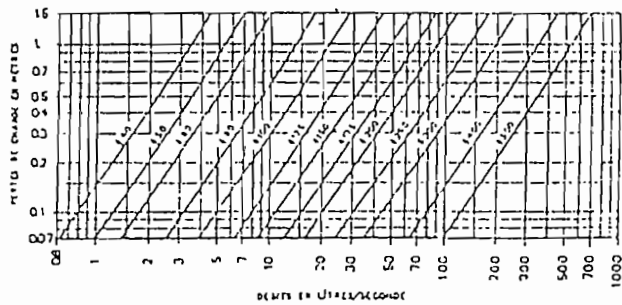




- Pertes de charge dans les coudes en fonte 90° (normaux)



- Pertes de charge dans les clapets droits.



- Pertes de charge dans les clapets à clapet (type Sulzer).

## Annexes N° 4

Tension à une profondeur z dans un anneau circulaire d'un réservoir à base encastrée et sommet libre soumis à une charge triangulaire

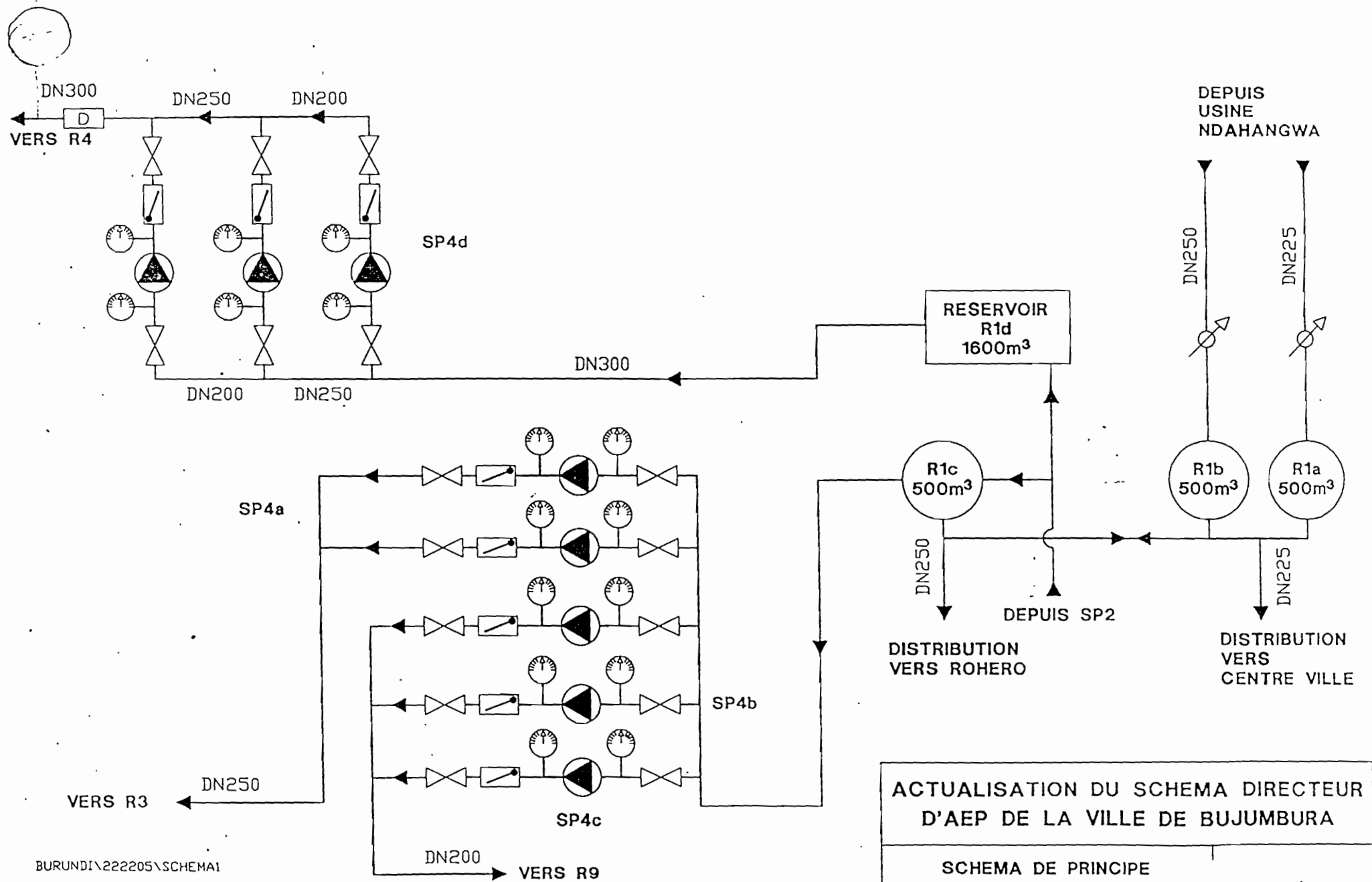
$$T_A = \text{coefficient} \times \gamma \cdot h$$

$\frac{z}{h}$ $h^2$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.163	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.259	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.534	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.385	+0.443	+0.504	+0.575	+0.530	+0.138	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.534	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	-0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.531	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

## Annexes N°5

Moments fréchissants à une profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir encastré à la base et libe en tête soumis à une charge triangulaire

$Z/h$ $h^2/ed$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.4	+0.0005	+0.0014	+0.0021	+0.0007	-0.0042	-0.0150	-0.0302	-0.0590	-0.0816	-0.1205
0.8	+0.0011	+0.0037	+0.0063	+0.0080	+0.0070	+0.0023	-0.0068	-0.0224	-0.0465	0.0795
1.2	+0.0012	+0.0042	+0.0077	+0.0103	+0.0112	+0.0090	+0.0022	-0.0108	-0.0311	-0.0602
1.6	+0.0011	+0.0041	+0.0075	+0.0107	+0.0121	+0.0111	+0.0058	-0.0051	-0.0232	-0.0505
2.0	+0.0010	+0.0035	+0.0068	+0.0099	+0.0120	+0.0115	+0.0075	-0.0021	-0.0185	-0.0436
3.0	+0.0006	+0.0024	+0.0047	+0.0071	+0.0090	+0.0097	+0.0077	+0.0012	-0.0119	-0.0333
4.0	+0.0003	+0.0015	+0.0028	+0.0047	+0.0066	+0.0077	+0.0069	+0.0023	-0.0080	-0.0268
5.0	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0029	+0.0046	+0.0059	+0.0059	+0.0028	-0.0058	-0.0222
6.0	+0.0001	+0.0003	+0.0008	+0.0019	+0.0032	+0.0046	+0.0051	+0.0029	-0.0041	-0.0187
8.0	+0.0000	+0.0001	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0028	+0.0038	+0.0029	-0.0022	-0.0146
10.0	+0.0000	+0.0000	+0.0001	+0.0004	+0.0007	+0.0019	+0.0029	+0.0028	-0.0012	-0.0122
12.0	+0.0000	+0.0000	+0.0001	+0.0002	+0.0003	+0.0013	+0.0023	+0.0026	-0.0005	-0.0104
14.0	+0.0000	+0.0000	+0.0000	+0.0000	+0.0001	+0.0008	+0.0019	+0.0023	-0.0001	-0.0090
16.0	+0.0000	+0.0000	+0.0000	-0.0002	-0.0001	+0.0004	+0.0013	+0.0019	+0.0001	-0.0079



ACTUALISATION DU SCHEMA DIRECTEUR  
D'AEP DE LA VILLE DE BUJUMBURA

SCHEMA DE PRINCIPE  
RESERVOIR R1 ET SP4



PLAN DE SITUATION

