UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

# Projet d'alimentation en eau potable en milieu rural : cas du réseau Numbwe - Muzi en commune Burambi , province Bururi

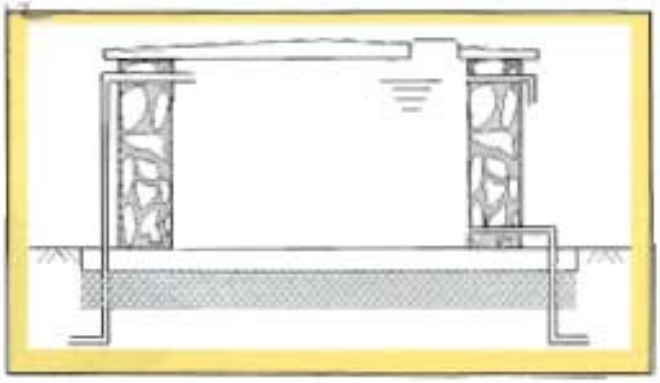
**Ndayizamba, Rémy; Sibomana, Dieudonné; Sous la direction de : Ir, Msc Niyonzima Williuam**

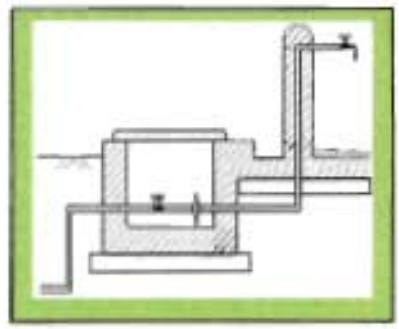
**2012-02**
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2333

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

# UNIVERSITE DU BURUNDI

## INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
## DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL





**PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL : CAS DU RESEAU NUMBWE – MUZI EN COMMUNE BURAMBI, PROVINCE BURURI.**


**Par :**

NDAYIZAMBA Rémy

&

SIBOMANA Dieudonné


**Sous la Direction de :**

Ir & Msc. NIYONZIMA William

Projet de fin d'études présenté et défendu publiquement en vue de l'obtention d'un diplôme d'Ingénieur Industriel en Génie Civil

**Bujumbura, février 2012**

# DEDICACE

*A Dieu Créateur de Tout l'Univers ;*

*A mes chers parents ;*

*A mon regretté frère Andronic ;*

*A mes chères sœurs Astérie, Zena, Zita, Sœur Imelde, Séraphine, Triphonie, Erasme et Ildégonde ;*

*A mes oncles et tantes, en particulier BUCUMI Olive ;*

*A mes neveux et nièces ;*

*A mes cousins et cousines ;*

*A la famille Missionnaire de la Rédemption ;*

*A mes meilleurs amis SIBOMANA Dieudonné, Edouard, Gilbert, Innocent, Jocthan et Elias ;*

*A tous ceux qui n'ont pas cessé de me rappeler ce que je devrais faire ;*

*A tous ceux qui me sont chers.*

*Je dédie ce travail !*

***NDAYIZAMBA Rémy.***

*A Dieu Tout Puissant ;*

*A mes chers parents ;*

*A mes frères et sœurs ;*

*A mes oncles et tantes, en particulier Honorable Henri BUKUMBANYA ;*

*A mes cousins et cousines ;*

*A mon collègue Rémy NDAYIZAMBA ;*

*A tous ceux qui me sont chers.*

*Je dédie ce travail !*

***SIBOMANA Dieudonné.***

## REMERCIEMENTS

Le présent projet de fin d'études n'aurait pu être achevé sans le concours de nombreuses personnes auxquelles nous exprimons notre reconnaissance. C'est aussi pour nous un devoir d'adresser nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à sa réalisation.

C'est ainsi que nous tenons à remercier Ir. & Msc. NIYONZIMA William, Directeur de ce projet, qui, malgré ses multiples occupations, a accepté de diriger ce travail jusqu'au bout. Ses sages conseils, sa disponibilité, ses remarques, sa patience, sa rigueur scientifique et le grand soin avec lesquels il a corrigé et revu ce travail, nous ont été d'une grande importance. Qu'il trouve ici l'expression de nos sincères remerciements.

Notre reconnaissance va également à l'endroit de tous les enseignants qui nous ont formés depuis l'école primaire jusqu'à l'Université du Burundi et plus particulièrement ceux de l'Institut Technique Supérieur (I.T.S), Département du Génie Civil dont leur compétence et dévouement nous été d'une grande utilité.

Nos sincères remerciements sont aussi adressés à tous nos parents, oncles et tantes, frères et sœurs, cousins et cousines, amis et compagnons pour leur soutien tant moral que matériel qu'ils n'ont pas cessé de nous apporter ; qu'ils trouvent dans ce projet le couronnement de leurs efforts.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous les étudiants avec qui, nous avons partagés peines et joies en particulier ceux du Campus KIRIRI pour avoir agrémenté notre séjour à l'Université du Burundi.

## LISTE DES TABLEAUX


Tableau I.1 : Concentration limite des composantes des eaux
Tableau I.2: Normes de l'OMS
Tableau II.1: Réseau d'adduction d'eau
Tableau III.1: Population actuelle de la zone du projet
Tableau III.2: Effectifs des établissements
Tableau III.3. : Projection de l'évolution de la population de la commune BURAMBI
Tableau III.4. Structure de la population par âge
Tableau III.5 : Population actuelle et population projetée
Tableau III.6 : Consommations spécifiques locales et de l'OMS
Tableau III.7 : Besoins journaliers moyens
Tableau III.8 : Récapitulatif des besoins en eau
Tableau V.1 : Coefficients horaires
Tableau VI.1 : Matériaux pour la chambre de départ
Tableau VI.2 : Epaisseur des couches d'enrobage
Tableau VI.3 : Synthèse de travaux de canalisation
Tableau VI.4 : Récapitulatif des conduites
Tableau VI.5. : Matériaux pour chambres de ventouses et purges
Tableau VI.6 : Matériaux pour brise charge
Tableau VI.7 : Matériaux pour les réservoirs
Tableau VI.8 : Matériaux pour les bornes fontaines
Tableau VI.9 : Devis estimatif du projet
Tableau VI.10 : Répartition des tâches

## LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Schéma du cycle de l'eau
Fig. II.1 : Découpage administratif de la Province BURURI
Fig. II.2 : Découpage administratif de la Commune BURAMBI
Fig. II.3 : Localisation de la zone du projet
Fig.IV.1 : Source d'affleurement
Fig.IV.2 : Source d'émergence
Fig.IV.3 : Source de déversement
Fig.IV.4 : Source d'émergence déversement
Fig.IV5 : Schéma de captage
Fig.V.1.: Schéma d'un réservoir
Fig.V.2. : Illustration schématique du théorème de Bernoulli
Fig.V.3. : Répartition des débits dans le réseau
Fig. V.4 : Coupe transversale de pose
Fig. V.5 : Borne fontaine
Fig. VI.1 : Chambre de ventouse ou de purge
Fig. VI.2 : Chambre d'équilibre ou brise charge
Fig.VI.3 : Planning des travaux

## LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

A.E.P : Alimentation en Eau Potable
A.G : Acier Galvanisé
B.F : Borne Fontaine
D.G.H.E.R : Direction Générale de l'Hydraulique et des Energies Rurales
E.P : Ecole Primaire
F.S.A : Faculté des Sciences Appliquées
G.C : Génie Civil
I.T.S : Institut Technique Supérieur
N.T.U : Nephelometric Turbidity Unit (Unité de Turbidité Néphélométrique)
O.M.S : Organisation Mondiale de la Santé
pH : Potentiel d'Hydrogène
P.N : Pression Nominale
P.T : Prix Total
P.U : Prix Unitaire
P.V.C : Polychlorure de Vinyle
R.C.E : Régie Communale de l'Eau
T.E.M : Temps d'Exécution Moyen
U.B : Université du Burundi

## TABLE DES MATIERES

**DEDICACE** ..... **i**
**REMERCIEMENTS** ..... **ii**
**LISTE DES TABLEAUX** ..... **iii**
**LISTE DES FIGURES** ..... **iv**
**LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS** ..... **v**

**CHAP I : GENERALITES** ..... **1**
I.1. Introduction ..... 1
I.2. Bien fondé du sujet ..... 1
I.3. Cycle de l'eau ..... 1
I.4. Qualité de l'eau potable ..... 3
I.5. Normes de qualités de l'eau ..... 5
I.6. Système d'alimentation en eau potable ..... 5
I.6.1. Introduction ..... 5
I.6.2. Système d'écoulement gravitaire ..... 6
I.6.2.1. Avantages du système d'écoulement gravitaire ..... 6
I.6.2.2. Ouvrages de transport ..... 6
I.6.2.3. Types de tuyaux ..... 7
I.7. Calcul de la conduite ..... 8
**CHAP II : DESCRIPTION DE LA ZONE DU PROJET** ..... **10**
II.1. Situation géographique ..... 10
II.2. Climatologie ..... 15
II.2.1. Régions naturelles ..... 15
II.2.2. Relief et hydrographie ..... 16
II.2.2.1. Relief ..... 16
II.2.2.2. Hydrographie ..... 16
II.2.3. Les sols ..... 17
II.3. Situation socio-économique et commerce ..... 17
II.3.1. Situation économique ..... 17
II.3.2. Commerce ..... 17
II.4. Communication ..... 17
II.5. Potentialités en eau de la zone du projet ..... 18

**CHAP III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU .....20**
III.1. Introduction .....20
III.2. Dénombrement de la population à desservir .....21
III.2.1. Population actuelle ($P_0$) .....21
III.2.2. Population projetée ($P_n$) .....22
III.3. Calcul des besoins en eau potable .....25
III.3.1. Besoins en eau pour la population villageoise.....26
III.3.2. Besoins en eau potable pour les équipements publics et sociaux .....26
III.3.3. Besoins en eau pour les branchements privés.....27
III.3.4. Besoins journaliers totaux.....27
III.3.5. Calcul des besoins en eau maximum .....27

**CHAP IV : SYSTEME DE CAPTAGE ET TRAITEMENT DE L'EAU.....31**
IV.1. Généralités sur le captage .....31
I.V.2 Nature des sources. .....31
IV.3. Description de la source de notre zone d'étude .....35
IV.4. Détermination de débit d'une source.....35
IV.5. Principe de captage.....36
IV.6. Méthode de l'aménagement du captage .....37
IV.7. Protection des ouvrages.....38
IV.8. Traitement de l'eau.....39
IV.8.1. Introduction .....39
IV.8.2. Traitement proprement dit .....39

**CHAP V : CALCULS HYDRAULIQUES ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES .....41**
V.1. Introduction .....41
V.2. Ouvrage de stockage .....41
V.2.1. Définition et rôle.....41
V.2.2. Emplacement et type de réservoir.....42
V.2.3. Equipement du réservoir .....43
V.2.4. Capacités des réservoirs .....45
V.2.5. Ouvrages de transport.....59
V.2.5.1. Quelques notions de base.....59

V.2.5.2. Calcul approfondi de la conduite .....60
V.2.5.3. Calculs hydrauliques proprement dits .....65
V.2.5.4. Différentes méthodes de pose de conduites .....67
V.2.5.5. Organes accessoires de la conduite .....69
V.2.5.5.1. Introduction .....69
V.2.5.5.2. Chambre de captage .....69
V.2.5.5.3. La chambre de départ .....70
V.2.5.5.4. La chambre de ventouse .....70
V.2.5.5.5. Chambre de purge .....70
V.2.5.5.6. Chambre d'équilibre (brise charge) .....70
V.2.5.5.7. Chambre de vanne et de sectionnement .....70
V.2.5.5.8. Les bornes fontaines .....71

**CHAP VI : ESTIMATION FINANCIERE DU PROJET .....73**
VI.0. Introduction .....73
VI.1. Devis descriptif .....73
VI.1.1. Captage .....74
VI.1.1.1. Terrassement .....74
VI.1.1.2. Pose des tuyaux de captage .....74
VI.1.1.3. Chambre de départ .....75
VI.1.2. Conduite d'alimentation .....77
VI.1.2.1. Tranchée de pose des tuyaux (déblais) .....77
VI.1.2.2. Pose de tuyaux .....77
VI.1.2.3. Remblai des tranchées .....78
VI.1.2.4. Accessoires à la conduite .....78
4.1. Ventouse .....78
4.2. Chambre de purge (décharge) .....80
4.3. Bornes fontaines .....81
VI.1.2.5. Les ouvrages de stockage .....81
VI.2. Devis quantitatifs .....83
VI.3. Devis estimatif .....98
VI.4. Main d'œuvre et matériel .....101
VI.4.1. Main d'œuvre .....101
VI.4.2. Matériel de chantier .....

VI.5. Planning des travaux ..... 105

**CHAP VII : ENTRETIEN ET GESTION DU RESEAU ..... 106**
VII.1. Introduction ..... 106
VII.2. Maintenance et entretien ..... 106

**RECOMMANDATIONS ET CONLUSION GENERALE ..... 107**
**BIBLIOGRAPHIES ..... 109**
**ANNEXES ..... 110**
**ANNEXE I ..... 111**
**ANNEXE II ..... 112**
**ANNEXE III ..... 113**

# CHAP I : GENERALITES

## I.1. Introduction

Sur notre planète qui est la « Terre », une grande partie de sa superficie est occupée par l'eau. Cette dernière est une matière indispensable à tout être vivant ainsi qu'à des activités humaines telles que les activités industrielles.

L'eau est, en effet, un liquide naturel, inodore et transparent lorsqu'elle est pure. Elle se présente tour à tour sous formes liquide, solide et gazeuse d'où la complexité de son étude. Il faut souligner qu'une grande quantité d'eau est consommée par les plantes et les animaux.

## I.2. Bien fondé du sujet

Notre sujet intitulé « Projet d'alimentation en eau potable du réseau NUMBWE-MUZI, en Commune BURAMBI, Province BURURI » vient dans le but de contribuer dans l'édification de notre pays surtout en milieu rural pour ce qui est de l'approvisionnement de la population en eau potable.

De plus, nous nous sommes intéressés sur le milieu rural pour permettre à la population qui s'y trouve à améliorer leurs conditions d'hygiène. De ce fait, les maladies des mains salles qui sont fréquentes dans le milieu rural telles que le choléra, la dysenterie bacillaire, etc. seront éradiquées. Notons que des mesures d'accompagnement comme la sensibilisation de la population doivent être emmagasinées afin d'atteindre les résultats escomptés.

## I.3. Cycle de l'eau

L'eau est un élément caractéristique de la biosphère représentant un volume de 1384 millions de $Km^3$. Sa répartition est inégale. La majeure partie, soit 1348 millions de $km^3$, c'est-à-dire 97,4% se trouve dans les océans. L'eau douce avec 36,02millions de $km^3$ ne représente que 2,6%. Les glaciers

(inladins, icebergs, glaciers de montagne) retiennent 7,8millions de $km^3$ ce qui représente la majeure partie de cette eau douce.

Les eaux souterraines ont un volume de 8,3millions de $km^3$, les eaux de surface (celles des lacs et rivières) 225650 $km^3$,les eaux contenus dans l'atmosphère 12700 $km^3$ et dans les êtres vivants 400 $km^3$ uniquement.

Les quantités d'eau retenues dans les lacs, les rivières et le sol ne sont connues que d'une manière approximative. Cependant, les précipitations sont inférieures à l'évaporation au-dessus des océans et supérieures au dessus des continents.

L'équilibre est rétabli grâce aux rapports des fleuves et à l'infiltration. Ces deux facteurs réunis apportent chaque année à l'océan 37600 $km^3$ d'eau. Pour l'ensemble de la terre, les précipitations égales à l'évaporation sont estimées à 97,3cm par an.

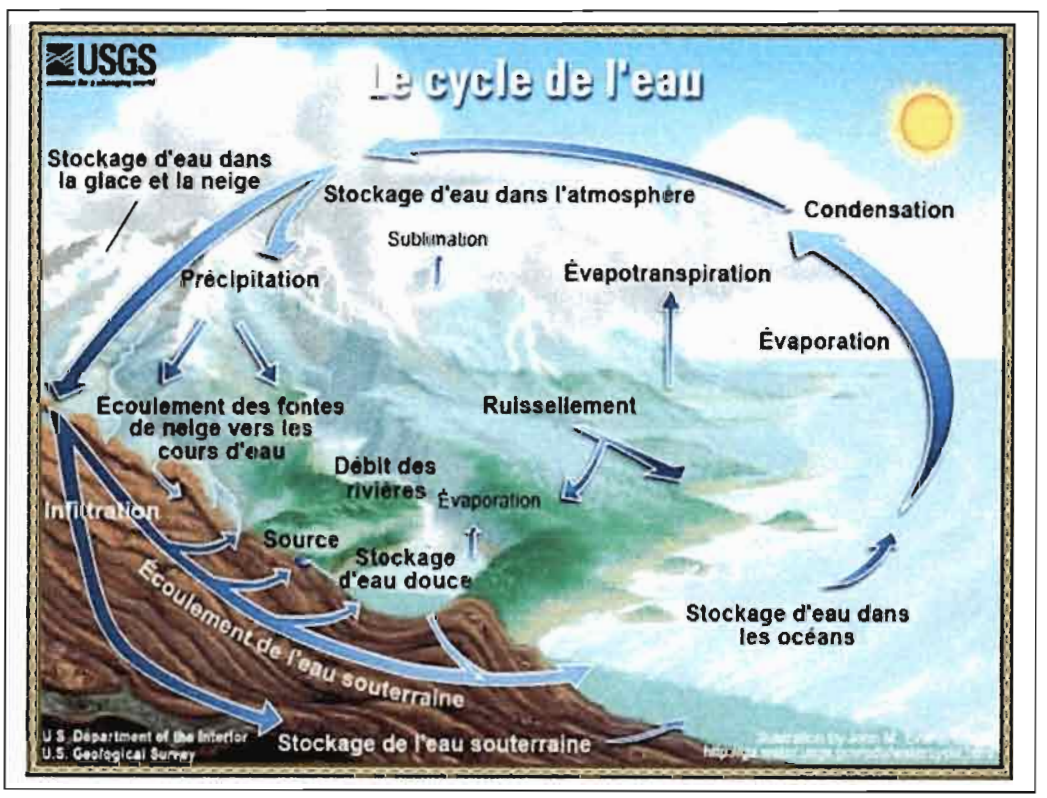



*Fig. I.1. Schéma du cycle de l'eau*

*Source : http://ga.waterusgsgovtwatercycle.html*

## I.4. Qualité de l'eau potable

La qualité de l'eau à l'état brut est fonction de l'origine de cette eau c'est-à-dire l'endroit où se trouve la source ce qui détermine par la suite son utilisation future.

### Quelques éléments déterminant la qualité de l'eau

- **La turbidité :** elle est due à la présence des matières colloïdales très fines divisées telles que les argiles et les grains de silice. Le degré d'abondance de ces matières est le degré de turbidité. La turbidité est mesurée à l'aide d'un turbidimètre ou d'un photomètre.
- **Le pH :** Il détermine l'acidité ou la basicité d'eau : $pH = -\log [H^+]$
- **La conductivité :** c'est le pouvoir qu'a l'eau de laisser passer le courant. On la mesure avec un conductimètre à deux électrodes métalliques.
- **La dureté :** c'est la concentration des sels de calcium et de magnésium. On distingue de :
  - 0 - 60mg de $CaCO_3$ : l'eau douce
  - 60 – 120mg de $CaCO_3$ : eau moyennement douce
  - 120 – 180mg de $CaCO_3$ : eau dure
  - 180 et plus $CaCO_3$ : eau très dure
- **Les sels minéraux** : $Fe^{2+}$, $Mn^{2+}$, $NO^{3-}$, $NO^{2-}$, $PO_4^{3-}$, $Na^+$, $Cl^-$.

En plus de ces éléments ci-haut cités, d'autres critères doivent être pris en compte pour éviter les risques à la santé des consommateurs. Il s'agit de :

- Critères bactériologiques
- Critères chimiques
- Critères bactériologiques : la plupart des contaminations sont d'origines fécales (humaine ou animale) ce qui fait que lors des analyses, on doit vérifier l'absence des germes suivants :
  - Bacille de Coli ou Escherichia Coli
  - Entérocoque
  - Clostridium sulfitoréduction
  - Bactériophage fécaux

- **Critères chimiques :** il existe des valeurs limites que l'eau potable en ses corps chimiques ne doit pas dépasser comme indiqué dans le tableau ci-après :

**Concentration limites des composantes des eaux potables**

| Corps | Concentration |
|---|---|
| Composés phénoliques | 0 |
| Chrome hexavalent | 0 |
| Cyanures | 0 |
| Sélénium | 0,05 (d'Arsenic) |
| Plomb | 0,1 |
| Fer et Manganèse (ensemble) | 0,3 (dont 0,2 de Fer) |
| Fluorures | 1 (Fluor) |
| Cuivre | 1 |
| Zinc | 5 |
| Nitrate | 10 (d'Azote) |
| Magnésium et composés | 125 de Mg |
| Sulfates | 250 (d'ion SO4) |
| Chlorures | 250 (de chlore) |

*Tableau I.1 : Concentration limites des composantes des eaux*

A part les critères bactériologiques et chimiques, l'eau devrait répondre à ces normes ci-après :

- Température : 9 à 12°
- Turbidité : 5 NTU
- pH : 7 à 8,5
- Conductivité : 700 µS /cm
- Dureté : 75mg/l

## I.5. Les normes de qualités de l'eau

Le jugement relatif à l'eau de boisson n'est réalisé que par une analyse au laboratoire et par la conformité des résultats détenus vis-à-vis des normes en vigueur dans le pays et conduit à la définition de cette eau.

Actuellement, le jugement de la qualité de l'eau de boisson par les organes compétents tels que : la REGIDESO et l'Hydraulique se fait, sur base des recommandations de l'OMS, car le Burundi n'a pas encore établi les normes nationales à la potabilité de l'eau.

| **Les paramètres** | **Les valeurs limites** |
|---|---|
| 1. L'odeur | Non gênant pour la consommation |
| 2. La saveur | Non déplaisant |
| 3. La turbidité | 5 NTU |
| 4. La couleur | 15 UCV (incolore) |
| 5. Le pH | de 6,5 à 9,2 |
| 6. Le chlore libre | 0,2 à 0,5mg/l |
| 7. La dureté | 500 mg de $CaCO_3$ |
| 8. Le nitrate | 50 mg/l |
| 9. Le nitrite | 3 mg/l |
| 10. L'ammoniaque | 1,5 mg/l |
| 11. Coliformes totaux | 1000 colonies/ml |
| 12. Coliformes fécaux | 0 colonies/100ml |
| 13. Escherichia coli | 0 colonies/100ml |

*Tableau I.2: Les Normes de l'OMS*

## I.6. Système d'alimentation en eau potable

### I.6.1. Introduction

Généralement, il y a deux systèmes d'alimentation en eau potable à savoir le système gravitaire et le système de pompage.

- Système gravitaire : c'est un système d'alimentation utilisé lorsque le point de captage est situé à une altitude supérieure à celle du réservoir ou du quartier à alimenter. C'est un système le plus économique dont les tuyaux ne subissent pratiquement pas des coups de Bélier.

- Système de pompage : c'est système utilisé lorsque le point, de captage est situé à un niveau relativement inférieur par rapport au lieu à desservir à l'aide d'une pompe qui refoule l'eau jusqu'à un niveau supérieur.

### I.6.2. Système d'écoulement gravitaire

#### I.6.2.1. Avantages du système d'écoulement gravitaire

Le système d'écoulement gravitaire est un système qui présente de nombreux avantages dans son mode d'application:

- Il est moins cher
- Son exécution est moins complexe
- Il est moins exigeant
- Son débit est continu
- Son mode de fonctionnement est bon marché et sûr
- Son entretien est minimum et l'économie des moyens mécaniques tels que les béliers, les pompes à moteurs, etc.

Cependant, ce système d'écoulement est appliqué lorsqu'on a une source de captage à une altitude supérieure à celle du point à alimenter et, au cas contraire, on fait recours au système d'alimentation par pompage.

#### I.6.2.2. Ouvrages de transport

Par ouvrages de transport, nous entendons des ouvrages permettant la transite de l'eau de la source à l'endroit de distribution mais encore du lieu des utilisateurs jusqu'au lieu de rejet des eaux usées.

Les éléments qui nous intéressent pour notre cas sont :

- Les tuyaux et ses accessoires ;
- Les organes accessoires à la conduite tels que : les chambres de dérivation, les chambres de purges et les chambres de ventouses et les brises charges.

### I.6.2.3. Types de tuyaux

Les tuyaux couramment utilisés sont les tuyaux en fonte et les tuyaux en aciers. Ensuite, viennent les tuyaux en béton armé, les tuyaux en béton précontraint, les tuyaux en amiante-ciment et les tuyaux en plastique.

**1° Tuyaux en fonte**

La fonte est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées. Ces tuyaux sont très robustes mais en raison de leur fragilité, ils doivent être manutentionnés avec certaines précautions. Les diamètres normalisés de ces tuyaux en fonte ont les dimensions suivantes : 60 ; 80 ; 100 ; 125 ; 150 ; 175 ; 200 ; 250 ; 300 ; 350 ; 400 ; 450 ; 600 ; 700 ; 800 ; 900 ; 1000 ; 1250 (en mm).

La longueur utile des tuyaux est de 6,00m ; à partir du diamètre de 0,800m, elle peut être de 7,00m

**2° Tuyaux en acier**

Pour la fabrication des tuyaux en acier, on utilise l'acier doux et soudable. Ces tubes sans soudures sont fournis en longueurs courantes de fabrication de 6,00m à 7,5m ; soit 7,50m à 16m.

Les épaisseurs des parois varient de 3 à 8mm pour les diamètres de 40 à 350mm . Il convient de noter que les épaisseurs standards peuvent être dépassées pour des cas particuliers. Ces tuyaux peuvent résister à des pressions de :

- 60 bars pour les diamètres de 40 à 150mm
- 50 bars pour les diamètres de 175 à 275mm
- 40 bars pour les diamètres de 300 à 4000mm

**N.B** : 1bar = 10m d'eau

Les tubes soudées sont livrées en longueur fixe, comprise entre 6 et 14m avec des épaisseurs de 5 à 9mm et un diamètre de 350 à 1000mm.

### 3° Tuyaux en béton armé

Ces tuyaux sont fabriqués à l'usine et sont mis en œuvre par centrifugation. Le béton utilisé est dosé de 500 à 550kg/m$^3$ environ. De plus, ils sont intéressants pour des conduites de gros diamètres travaillant pour des conditions bien déterminées.

### 4° Tuyaux en matières plastiques

Ces tuyaux en matière plastique très appréciés par des utilisateurs tant en alimentation rurale qu'en alimentation urbaine du fait qu'ils sont très souples, légers et d'une grande fragilité pour la pose.
On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides :

- Les tuyaux rigides répondent aux prescriptions de la norme T54 -0/6 (Tubes en polychlorure de Vinyle non plastifiées). Ils sont répartis en trois classes selon la pression nominale (PN) qu'ils sont appelés à supporter : 6 ; 10 et 16bars.
  Ils sont fournis par longueur d'environ 5 à 6m et leurs raccords s'effectuent par collage.

- Les tuyaux semi-rigides sont en polyéthylène et se présentent sous la forme de couronnes de 25 ; 50 ou 100m de longueur.
  Les diamètres couramment utilisés et disponibles sur les marchés burundais sont : 20 ; 25 ; 32 ; 40 ; 50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 160 (en mm).

## I.7. Calcul de la conduite

Pour le calcul d'une conduite, quatre (4) paramètres interviennent à savoir :

- Le débit $Q$;

- La perte de charge $j$ ;
- La vitesse $V$ ;
- Le diamètre $D$.

Néanmoins, dans la conduite, la vitesse $V$ varie généralement de $0{,}5$ à $1 m/s$ pour éviter la décantation de la boue.

Dans un système gravitaire, l'eau coule car la pression au début de la conduite est plus élevée qu'à la fin. Lors de l'écoulement, les pertes de charges linéaires et singulières diminuent la pression hydrostatique et il en résulte la pression hydrodynamique dite pression de service.

A la fin de la conduite, toute la pression hydrostatique disponible est utilisée pour faire couler l'eau.

# CHAP II : DESCRIPTION DE LA ZONE DU PROJET

Pour mieux concevoir un système d'alimentation en eau potable bien adapté, on doit connaître de manière plus ou moins détaillée la description de la zone du projet.

La description de la zone du projet sera axée essentiellement sur la situation géographique, situation économique, communication et enfin la potentialité en eau de la zone du projet.

## II.1. Situation géographique

La province de BURURI, qui englobe la commune de BURAMBI est située au sud du pays et fait frontière avec :

- La province de RUTANA à l'Est ;
- La province de GITEGA au Nord – Est ;
- La province de MWARO au Nord ;
- La province de BUJUMBURA au Nord – Ouest ;
- Le lac TANGANYIKA à l'Ouest ;
- La province de MAKAMBA au Sud.

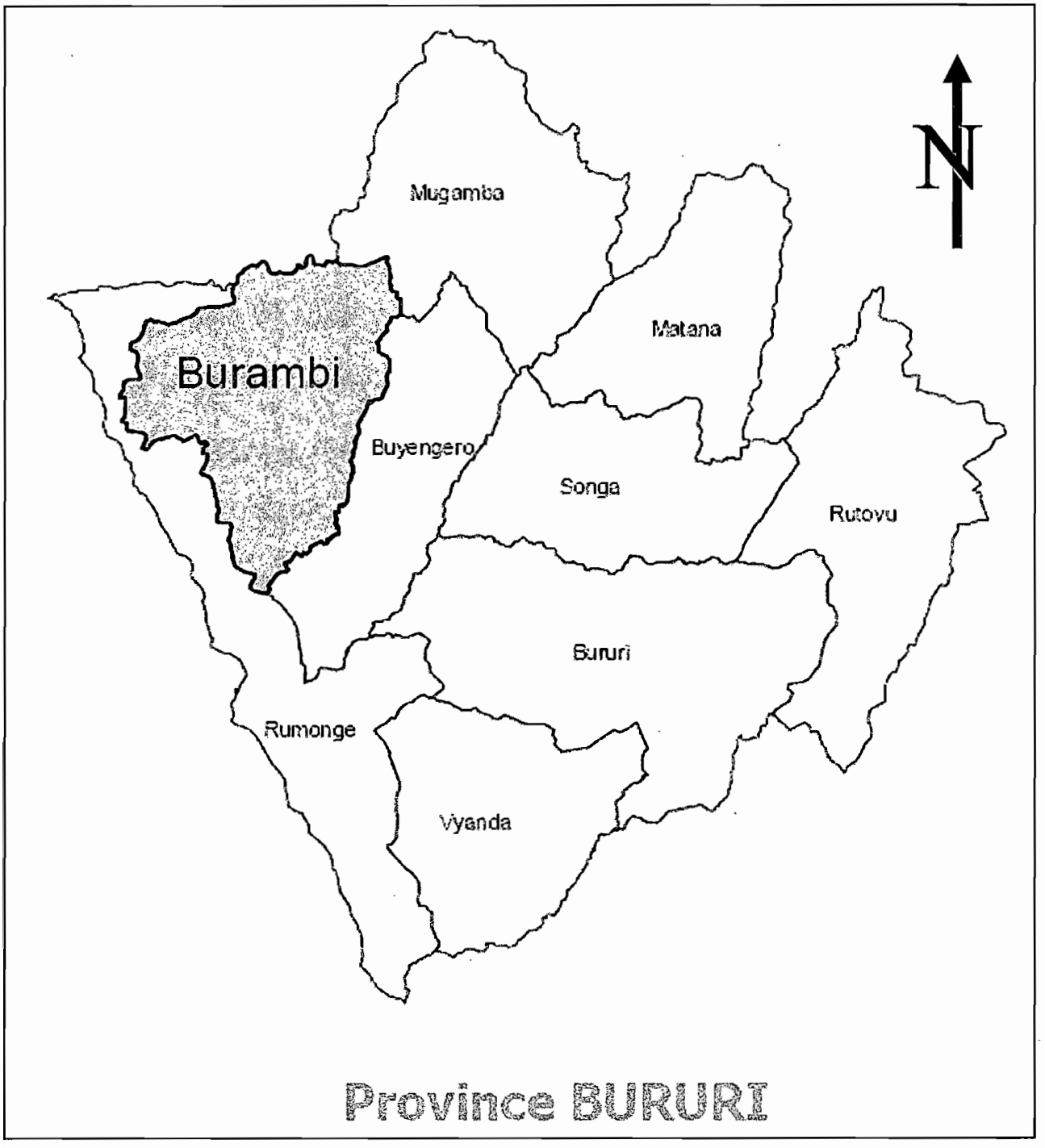



*Fig. II.1 : Découpage administratif de la Province BURURI*

*Source : www.google.monographie de la Commune BURAMBI*

Elle est composée de neuf (9) communes dont celle de BURAMBI. C'est cette dernière qui nous intéresse le plus et sa délimitation se présente comme suit :

- La commune BUYENGERO au Sud – Est ;
- La commune BUGARAMA et MUGAMBA au Nord ;
- La commune RUMONGE au Sud – Ouest.

La commune BURAMBI a une superficie de *280,84 $km^2$*, soit 11,4% de la province BURURI (*2645$km^2$*). Elle comprend 21 collines administratives réparties en 4 zones ; leurs délimitations sont reprises sur la carte communale.

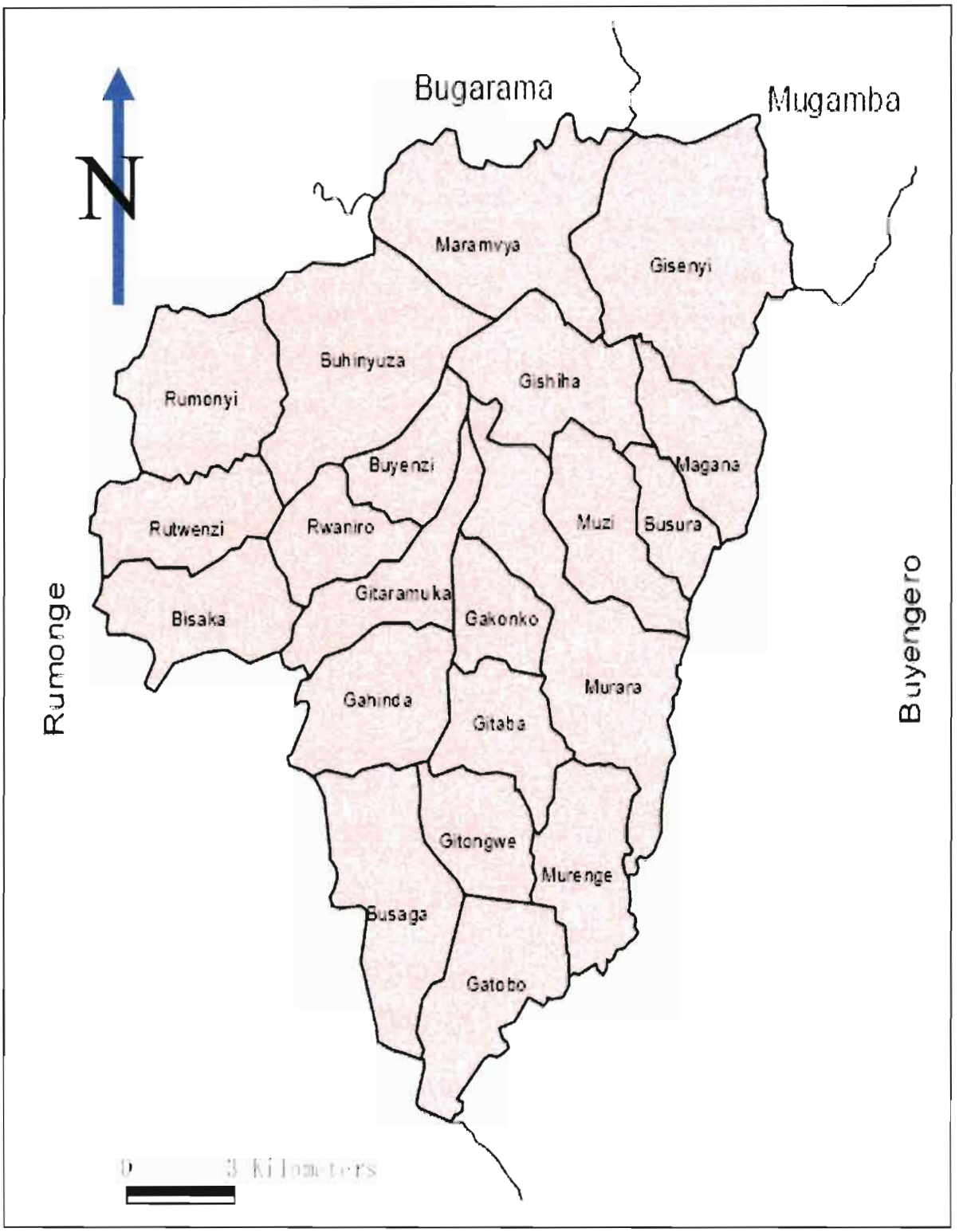



*Fig. II.2 : Découpage administratif de la Commune BURAMBI*

*Source : www.google.monographie de la Commune BURAMBI*

Notre réseau projeté est entièrement situé à l'intérieur de la commune BURAMBI et desservira la sous-colline de GATOBWE, la colline de MUZI, la sous-colline de MUVUMU et la sous-colline de NKANGA. La carte ci-dessous montre la localisation de la zone du projet par rapport à la commune.

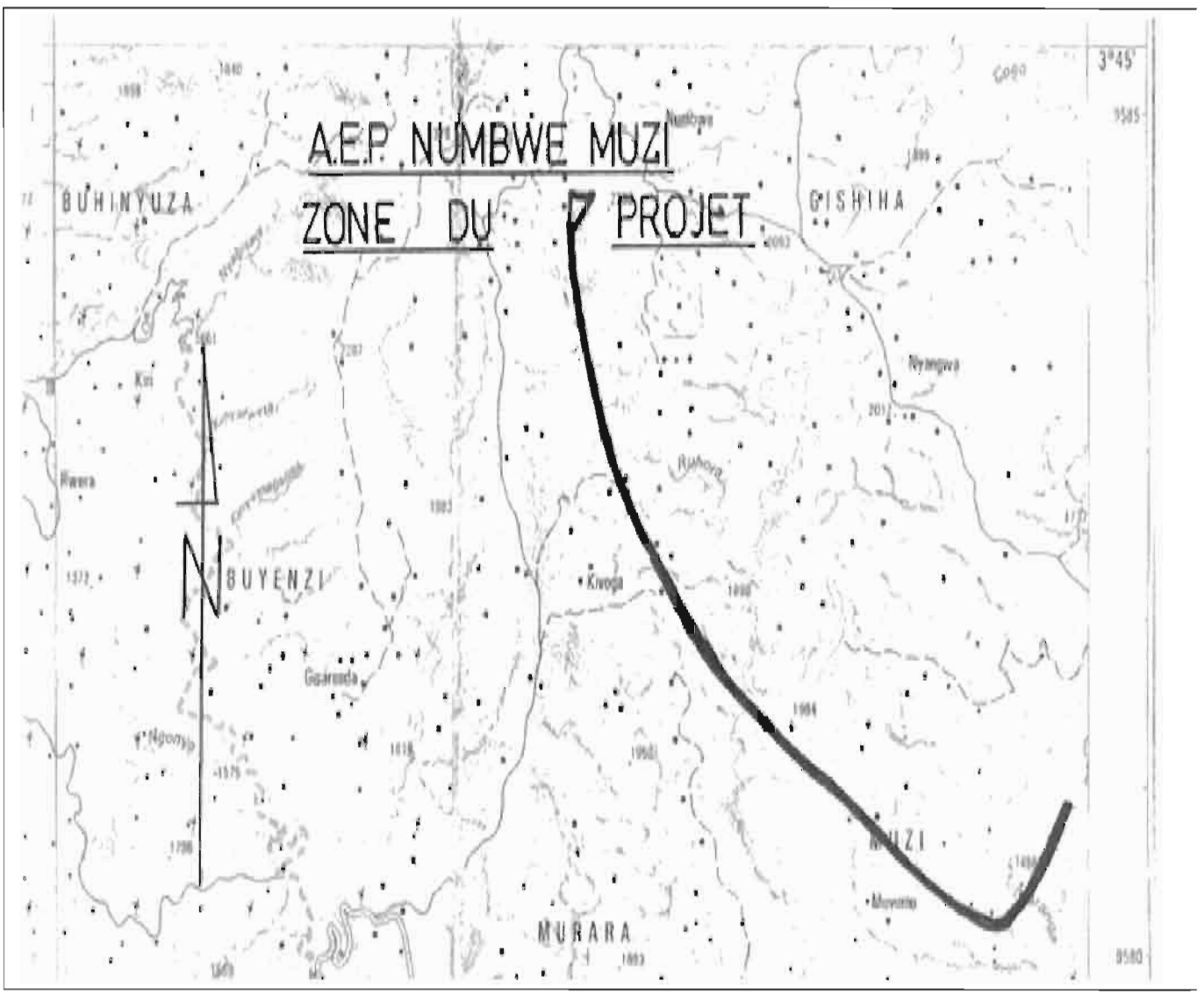



*Fig. II.3 : Localisation de la zone du projet*

## II.2. Climatologie

### II.2.1. Régions naturelles

La commune BURAMBI s'étend sur trois régions naturelles à savoir la région de l'IMBO, de MUGAMBA et de MUMIRWA. La région de l'IMBO se caractérise par :

- Une altitude comprise entre 1000 et 1100m ;
- Un climat tropical chaud ;
- Un réseau hydrographique important avec beaucoup de rivières ;
- Une pluviométrie moyenne de 1050mm ;
- Une température de 24°C ;
- Une végétation constituée de savane.

La région de MUGAMBA se caractérise par :

- une altitude comprise entre 1900 et 2300m ;
- un climat tropical relativement tempéré ;
- un réseau hydrographique important avec beaucoup de rivières et ruisseaux ;
- des pentes relativement fortes ;
- une pluviométrie moyenne annuelle variant entre 1300 et 2300mm ;
- une température moyenne annuelle variant entre 14 et 15°C ;
- une humidité de l'air plutôt élevée durant toute l'année (plus ou moins 70%).

La région de MUMIRWA se caractérise par :

- une altitude comprise entre 1100 et 1900m ;
- un climat tropical tempéré à courte saison sèche ;
- un réseau hydrographique composé de beaucoup de vallées encastrées ;
- une pluviométrie moyenne de 1550mm ;
- une température comprise entre 18 et 19°C.

### II.2.2. Relief et hydrographie

#### II.2.2.1. Relief

La commune BURAMBI présente un relief de hauts plateaux ondulés, formés d'un ensemble de collines réparties entre elles par des bas fonds étroits, avec une altitude comprise entre 1850 et 2300 m dans la région naturelle de MUGAMBA.

Dans le MUMIRWA, le relief est très escarpé avec beaucoup de vallées encastrées qui regorgent de multiples sources d'eau. L'altitude est comprise entre 1600m et 2300m avec profil escarpé. Les contreforts de la zone de transition entre la crête Congo – Nil et le MUMIRWA ont une altitude qui varie entre 1000m et 1900m. Concernant la partie de la région de l'IMBO, son altitude varie entre 1000m et 1100m.

#### II.2.2.2. Hydrographie

Les cours d'eau importants sont NGONYA, KABEZI, RUZIBAZI et DAMA.

### II.2.3. Les sols

Les sols des régions de l'IMBO et de MUMIRWA présentent des couches limoneuses riches en humus et fertiles. Par contre, les sols de MUGAMBA sont acides en surface avec une texture argileuse d'un horizon humifère.

## II.3. Situation socio-économique et commerce

### II.3.1. Situation économique

S'étendant sur les régions naturelles de l'IMBO, de MUMIRWA et de MUGAMBA, la commune BURAMBI produit 13,5% de la production vivrière au niveau provincial. L'agriculture occupe plus de 90% de la population et

s'adonne principalement à la production des cultures vivrières et industrielles, et dans une moindre mesure aux cultures maraîchères et fruitières.

Ce système de production est traditionnel. Il repose sur une multitude d'exploitations familiales de faibles superficies et les étendues de terres s'amenuisent progressivement suite à l'accroissement démographique. Les paysans utilisent un outillage rudimentaire et une main-d'œuvre familiale essentiellement féminine. Le mode de culture prédominant est l'association des cultures.

Les cultures vivrières dans cette commune sont notamment : la banane, le haricot, le maïs, la patate douce, la pomme de terre, le colocase, le blé et le petit pois. Quant aux cultures industrielles, on peut citer : le caféier, le palmier à l'huile du côté de l'IMBO et de MUMIRWA, le théier du côté MUGAMBA.

### II.3.2. Commerce

Dans la commune BURAMBI, le commerce intérieur a été beaucoup perturbé pendant la crise. Les circuits de distribution intérieurs, les centres de négoce, les magasins et autres boutiques ont été détruits ou pillés.

Le secteur commercial occupe une place importante dans la vie de cette commune, car il constitue la principale ressource financière via les taxes diverses.

Les principaux produits de commerce sont les denrées alimentaires, les articles ménagers et les produits manufacturés.

## II.4. Communication

La commune BURAMBI dispose de 2 catégories de routes qui sont la route interprovinciale et les pistes rurales. Elles sont pour la plupart en mauvais état.

## II.5. Potentialités en eau de la zone du projet

### Desserte en eau dans la commune

La commune BURAMBI dispose 272 points d'eau comprenant les sources aménagées, les branchements privés et les bornes fontaines. A la fin de l'année 2005, le nombre de points d'eau non fonctionnels représentait 48% de l'ensemble des points d'eau de la commune. Il est à signaler que tous les points défectueux sont publics , ce qui montre un mauvais fonctionnement de la Régie communale de l'eau. Les branchements privés représentent 50% des points fonctionnels de la commune. La commune compte 71 ménages pour un point d'eau fonctionnel. Si tous les points défectueux étaient rénovés, il y aurait 37 ménages pour un point d'eau potable.

En moyenne, moins d'un ménage s'approvisionne en eau à 500m de son domicile. On remarque donc, que ces infrastructures sont insuffisantes pour desservir une population totale de 61078 habitats. Le problème d'eau dans la commune reste toujours prioritaire.

| BURAMBI | COMMUNE | | |
|---|---|---|---|
| 280,84 | Superficie | | |
| 9985 | Nombre total de ménages | | |
| 35 | SAF | | Nombre de points d'eau |
| 96 | SANF | | |
| 257 | SNA | | |
| 71 | BFF | | |
| 36 | BFFNF | | |
| 34 | BP | | |
| 0 | PF | | |
| 0 | PNF | | |
| 0 | SCEP | | |
| 140 | Fonctionnels | Nombre total de points d'eau | |
| 132 | Non fonctionnels | | |
| 272 | Total | | |
| 71 | Nombre de points d'eau fonctionnels et non | | |
| 37 | Nombre de ménages pour un point d'eau fonctionnels | | |
| 0,23 | Nombre de points d'eau fonctionnels/500m | | |

**Réseaux d'adduction d'eau**

L'analyse du tableau ci-dessous montre que BURAMBI compte 12 réseaux d'adduction d'eau totalisant 64km linéaires 31 réservoirs totalisant 106 bornes fontaines dont environs 33% sont défectueuses ce qui montre que la prise en charge de la gestion et de l'entretien des infrastructures d'eau laisse encore beaucoup à désirer.

| COMMUNE | NOMBRE RESEAU | NOMBRE DE BORNES FONTAINES | | NOMBRE DE RESERVOIRS | LINEAIRES(km) DESSERVIES |
|---|---|---|---|---|---|
| | | BFF | BFNF | | |
| BURAMBI | 12 | 71 | 35 | 31 | 64 |
| Total de la province | 90 | 381 | 380 | 363 | 536 |

*Tableau II.1 : Réseau d'adduction d'eau*

# CHAP III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

## III.1. Introduction

L'étude de l'alimentation en eau potable exige en premier lieu la connaissance des effectifs à desservir. De plus, on doit chercher les informations nécessaires et suffisantes pour les équipements et les établissements publics qui demandent la consommation en eau la plus élevée.

Ce sont en général des usines, des écoles, centres de santé, les marchés, les hôpitaux, ... ceci, pour aboutir à une bonne évaluation des besoins en eau, ce qui permet de déterminer la quantité nécessaire à laquelle on doit ajouter des pertes éventuelles.

Les besoins en eau des agglomérations sont très variables d'un site à un autre :

- Pour un habitant du milieu rural, les besoins varient de 100 à 125 litres par jour ;
- Pour un habitat des centres urbains ou des villes, la consommation est estimée à 300l voire même plus par jour ;

Dans des agglomérations, l'eau est d'abord utilisée par les individus, puis par les collectivités dans leurs activités productrices tant industrielles qu'agricoles.

Les besoins en eau suivant les différentes catégories d'utilisateurs sont essentiellement variables dans le temps et d'une agglomération à l'autre. La satisfaction de ces besoins est assurée par des ressources rencontrées soit dans les nappes (sources, puits et forages), soit dans les rivières et les lacs mais également par les pluies.

## III.2. Dénombrement de la population à desservir

On détermine d'abord la population à desservir puis leurs besoins en eau.

### III.2.1. Population actuelle ($P_0$)

La détermination de la population et des collectivités publiques ou privées de la zone du projet se fait de la manière suivante :

- La population des collines ou sous-collines traversées par le réseau est donnée par le dénombrement effectué lors des visites ou au cours de levés topographiques.
  Ce dénombrement de la population nous fournit l'effectif de la population ($P_0$) de chaque colline ou sous-collines traversée par le réseau.

En considérant 6 personnes par ménage et ayant le nombre de ménages fourni par la D.G.H.E.R, la population actuelle est donnée par le tableau suivant :

| **Colline ou sous-collines desservie** | **Ménages** | **Population actuelle** |
|---|---|---|
| Sous colline GATOBWE | 64 | 384 |
| Colline MUZI | 60 | 360 |
| Sous-colline MUVUMU | 106 | 636 |
| Sous-colline NKANGA | 85 | 510 |
| ***TOTAL*** | ***315*** | ***1890*** |

*Tableau III.1. Population actuelle de la zone du projet*

- Pour les établissements publics, les effectifs sont déterminés sur base de l'enquête menée auprès des responsables de ces établissements. Pour notre cas, il s'agit de :

  - Trois écoles primaires à savoir : E.P RWINYANA ; E.P. MUVUMU et E.P NKANGA ;

- Deux églises à savoir :
  - ❖ L'Eglise catholique de MUVUMU ;
  - ❖ L'Eglise protestante de NKANGA.
- Pour les branchements privés, l'adduction en milieu rural suppose 1% de la population mais pour notre cas, tenant compte de données citées dans le chapitre II (potentialités), nous supposons 50 branchements privés.

| Etablissement | Effectifs |
|---|---|
| E.P. RWINYANA | 438 |
| E.P. MUVUMU | 357 |
| E.P. NKANGA | 420 |
| Eglise catholique MUVUMU | 450 |
| Eglise pentecôte NKANGA | 620 |
| Branchements privés | 50 |

*Tableau III.2. Effectifs des établissements*

### III.2.2. Population projetée ($P_n$)

La population projetée est déterminée à partir de la formule ci-après :

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

Avec :

$P_n$ : Population après $n$ années

$P_0$ : Population initiale

$r$ : Taux de croissance

$n$ : Durée de vie du réseau

**Calcul du taux de croissance**

Le taux de croissance est calculé pour notre cas, en nous basant sur les résultats de notre recherche sur l'évolution de la population de la province de BURURI, qui est faite auprès du Département de la population en 2005. La population projetée est représentée dans les tableaux suivants :

| Années / Communes | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BURAMBI | 58902 | 59980 | 61078 | 62195 | 63333 | 64492 | 65673 | 66874 |
| Total Province | 471009 | 479628 | 486619 | 497343 | 506445 | 515713 | 525150 | 534761 |

*Tableau III.3. Projection de l'évolution de la population de la commune BURAMBI*

**Structure de la population de la commune BURAMBI en 2005.**

La population de cette commune était extrêmement jeune. En effet, plus de 68% de cette population avait moins de 25ans.

| Population | Tranche d'âge |
|---|---|
| 12635 | 0 - 4 |
| 10080 | 5 - 9 |
| 7844 | 10 - 14 |
| 6402 | 15 - 19 |
| 4840 | 20 - 24 |
| 4625 | 25 - 29 |
| 3397 | 30 - 34 |
| 2645 | 35 - 39 |
| 1836 | 40 - 44 |
| 1670 | 45 - 49 |
| 1351 | 50 - 54 |
| 879 | 55 - 59 |
| 826 | 60 - 64 |
| 485 | 65 - 69 |
| 521 | 70 - 74 |
| 344 | 75 - 79 |
| 703 | 80 et plus |
| **61078** | **TOTAL** |

*Tableau III.4. Structure de la population par âge*

$r$ est calculé par la formule suivante :

$$r = \left(\frac{P_n}{P_0}\right)^{1/n} - 1$$

Avec :

$P_n$ : Population après $n$ années

$P_0$ : Population initiale

$r$ : Taux de croissance

$n$ : Nombre d'années

D'où $r = \left(\frac{66874}{58902}\right)^{1/7} - 1 = 0{,}01829$ soit $1{,}83\%$

La population est représentée dans le tableau suivant :

| NATURE | LOCALISATION | POPULATION ACTUELLE | POPULATION PROJETEE |
|---|---|---|---|
| COLLINES OU SOUS-COLLINES | GATOBWE | 384 | 552 |
| | MUZI | 360 | 517 |
| | MUVUMU | 636 | 914 |
| | NKANGA | 510 | 733 |
| | **Sous total** | **1890** | **27716** |
| ECOLES PRIMAIRES | RWINYANA | 438 | 629 |
| | MUVUMU | 357 | 513 |
| | NKANGA | 420 | 604 |
| | **Sous total** | **1215** | **1746** |
| EGLISES | MUVUMU | 450 | 647 |
| | NKANGA | 620 | 891 |
| | Sous total | 1070 | 1538 |
| BRANCHEMENTS PRIVES | Zones du projet | 50 | 72 |

*Tableau III.5 : Population actuelle et population projetée*

### III.3. Calcul des besoins en eau potable

Au Burundi, les besoins spécifiques généralement utilisés pour le dimensionnement des installations d'AEP en milieu rural où les valeurs recommandées par l'O.M.S sont les suivants :

| Besoins | Valeurs OMS | Valeurs locales |
|---|---|---|
| **1. Consommations domestiques** | | |
| ▪ Bornes fontaines, puits | 2 - 2,5l/j/hab | 20l/j/hab |
| ▪ Branchement particulier | 70 - 250/j/hab | 100l/j/hab |
| **2. Etablissements publics** | | |
| ▪ Ecole primaire | 15 - 30/j/élève | 5l/j/élève |
| ▪ Ecole polyvalente | 15 - 30/j/élève | 5l/j/élève |
| ▪ Foyer social | 15 - 30/j/pers | 10l/j/pers |
| ▪ Prison | - | 20l/j/pers |
| ▪ Bureau communal | 25 - 40/j/pers | 15l/j/pers |
| ▪ Centre de négoce | 15 - 20/j/pers | 10l/j/pers |
| ▪ Dispensaire, maternité, centre de santé | 220 - 30/j/pers | 150l/j/lit |
| ▪ Ecole avec internat | 90 - 140/j/pers | 30l/j/lit |
| ▪ Camps militaire | | 30l/j/soldats |
| ▪ Communauté religieuse | | 250l/j/pers |
| ▪ Catéchuménat | | 5l/j/pers |
| ▪ Ateliers divers | | 5l/j/pers |
| **3. Bétails** | | |
| ▪ Vache | 25 - 35/j/tête | 15 - 75/j/tête |
| ▪ Mouton | 15 - 25/j/tête | 15 – 7l/j/tête |
| ▪ Chèvre | 15 - 25/j/tête | 1,1 – 4l/j/tête |
| ▪ Porcs | 10 - 15/j/tête | - |

*Tableau III.6 : Consommations spécifiques locales et de l'OMS*

### III.3.1. Besoins en eau pour la population villageoise

L'estimation actuelle de la population à desservir s'élève à *1890*. Cette population est alimentée par des bornes fontaines à condition que l'on ne dépasse pas *500m* au point de puisage.

Par application des besoins spécifiques de *20l/j/hab*. pour une population de 1890, la consommation sera :

$$20l/j/hab * 1980hab = 37800l/j = 37,8m^3/j \text{ soit } 0,437l/s$$

### III.3.2. Besoins en eau potable pour les équipements publics et sociaux

#### 1° Ecole primaire

Notre réseau va alimenter trois écoles primaires à savoir

- E.P RWINYANA
- E.P MUVUMU
- E.P NKANGA

Avec des besoins spécifiques de *5l/j/élève*, on aura la consommation de :

$$5l/j/élève * 1215élèves = 6075l/j = 6,075m^3/j \text{ soit } 0,07l/s$$

#### 2° Eglises

Notre réseau desservira deux églises qui sont :

- Eglise catholique de MUVUMU
- Eglise protestante de NKANGA

Suivant les informations recueillies auprès des responsables de ces églises ci-haut mentionnées, on estime une moyenne de *1070 fidèles* c'est-à-dire jour de messe. En tenant compte des besoins spécifiques de *3l/j/fidèle*, on aura :

$$3l/j/fidèle * 1070fidèles = 3210l/j = 3,21m^3/j \text{ soit } 0,037l/s$$

### III.3.3. Besoins en eau pour les branchements privés

Compte tenu de la situation économique et les données de potentialités de 2005 de la commune BURAMBI, nous estimons 50 branchements privés à desservir.

Par calcul, on a les besoins de :

$$100l/j/hab * 50hab = 5000l/j = 5{,}000m^3/j \text{ soit } 0{,}0578l/s$$

### III.3.4. Besoins journaliers totaux

| Nature | Besoins | |
|---|---|---|
| | $m^3/j$ | l/s |
| Villageois | 37,8 | 0,437 |
| Equipements publics | 6,075 | 0,07 |
| Branchements privés | 5,00 | 0,0578 |
| **Total** | **52,085** | **0,602** |

*Tableau III.7 : Besoins journaliers moyens*

### III.3.5. Calcul des besoins en eau maximum

Les valeurs du tableau précédent ne sont pas celles utilisée pour le calcul hydraulique et dimensionnement des ouvrages du réseau d'alimentation (cfr. Chap. V).

Il nous faut encore déterminer les besoins en eau maximum en considérant toutes les pertes d'eau, les consommations de pointe sans oublier la fixation d'une marge de sécurité car à l'horizon 2011-2031, la population de notre zone du projet aura augmenté sensiblement.

**a) Production de pointe**

En tenant compte de la variation des activités journalières de la population, on peut déterminer la production de pointe. Un facteur de production sera considéré pour couvrir ces variations.

Pour notre zone du projet, ce facteur de production est estimé à 10% puisque la consommation en est presque constante car il n'y a pas des activités influençant sa variation.

La production de pointe est donnée par la formule :

$$Q_{j,\max} = Q_{j,moy} * (1 + C)$$

Avec :

$Q_{j,\max}$ : Production de pointe

$Q_{j,moy}$ : Besoins moyens journaliers

$C$ : Facteur de production

D'où : $Q_{j,\max} = 52{,}085 m^3 / j * (1 + 0{,}1) = 57{,}294 m^3 / j$ soit $0{,}66 l / s$

**b) Perte d'eau et marge**

- **Perte d'eau**

Pour les milieux ruraux, les pertes d'eau sont estimées jusqu'à 50% de la quantité consommée.

Selon GKW Ingénieur Conseil, dans son étude sur l'AEP de BUJUMBURA, les pertes d'eau sont calculées selon la relation suivante :

$$Pertes = Q_{j,moy} * \left( \frac{1}{1 - \delta} - 1 \right)$$

Avec :

$Q_{j,moy}$ : Besoins moyens journaliers

$\delta$ : Pourcentage de perte d'eau

Concernant notre réseau qui aura un entretien moyen, les pertes sont estimées à 20%. On a alors :

$$Pertes = 52{,}085 * \left( \frac{1}{1-0{,}2} - 1 \right) = 13{,}021 m^3 / j = 0{,}15 l / s$$

- **Marge**

L'étude de notre projet s'étend sur une période de 20ans. Dans ce cas, la population augmentera sensiblement en tenant compte du taux de croissance (1,83%) raison pour laquelle une marge de sécurité est nécessaire. Il faut aussi prévoir cette marge en tenant compte d'une augmentation de la consommation individuelle et éviter d'avoir le remplacement du réseau très tôt.

Nous nous basons alors sur le taux de croissance de la population calculé au paragraphe précédent pour déterminer cette marge.

En considérant le taux de croissance de 1,83%, la population passera de 1890 en 2011 à 2716 en 2031 ; soit une augmentation de :

$\frac{2716 - 1890}{1890} = 0{,}44$ soit *44%*.

L'augmentation de la population va de paire avec celle de la consommation. Ainsi donc, pour être au côté sécuritaire, nous adoptons pour notre étude une marge de sécurité de 30%.

Les besoins en eau à l'horizon 2031 se calculent par la formule suivante :

$$Q_{j,\max} = (production\ de\ point e + Pertes)(1 + marge)$$

D'où :

$$Q_{j,\max} = (57{,}294 + 13{,}021)\, m^3 / j \times (1 + 0{,}44)$$

$$= 101{,}254 m^3 / j = 1{,}17 l / s \quad \text{soit } 1{,}2 l / s$$

| NATURE | | L'an 2011 | | L'an 2031 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Besoins journaliers $m^3/j$ | Production max. $m^3/j$ | Besoins journ. Moy. $m^3/j$ | Production max | |
| | | | | | $m^3/j$ | l/s |
| Villageois | | 37,8 | 51,03 | 54,32 | 73,332 | 0,85 |
| | Ecoles primaires | 6,075 | 8,201 | 8,73 | 11,786 | 0,14 |
| | Eglises | 3,210 | 4,334 | 4,614 | 6,229 | 0,07 |
| Branchements privés | | 5,000 | 6,75 | 7,2 | 9,72 | 0,11 |
| **Total** | | **52,085** | **70,315** | **74,864** | **101,067** | **1,17** |

*Tableau III.8 : Récapitulatif des besoins en eau*

En déterminant la production maximale, on tient compte des besoins journaliers en eau au bout d'une période fixée auxquels s'ajoutent les pertes inévitables dues au transport et à la distribution de l'eau. Ces pertes sont estimées à 35% pour notre cas.

# CHAP IV : SYSTEME DE CAPTAGE ET TRAITEMENT DE L'EAU

## IV.1. Généralités sur le captage

L'endroit où se trouve la source de captage doit être celui pouvant permettre le tracé d'une canalisation conduisant l'eau jusqu'au point à desservir.

La source de captage doit avoir la quantité d'eau suffisante pour le projet et cette dernière dépend du degré de perméabilité du sol qui, à son tour, est fonction de la nature du terrain. De surcroît, il est nécessaire d'évaluer le débit de la source et les variations saisonnières de l'écoulement.

Signalons également que la quantité d'eau a plusieurs influences entre autres la précipitation et leurs fréquences, la hauteur de la nappe, la nature des couches telles que le calcaire, les argiles,... sans oublier la manière dont l'eau sort de la montagne qui sert à déterminer quel genre de la source et quelle forme et dimension de l'ouvrage de captage à adopter.

## IV.2. Nature des sources

Les sources constituent l'exécutoire de la nappe phréatique ou gisement, donc elles sont les emplacements où les eaux souterraines débouchent à l'air libre. Il s'agit d'une sortie naturelle d'eau souterraine.

Les facteurs influençant l'alimentation de la source sont :

- La perméabilité du terrain ;
- La porosité des grains constituant le sol ;
- Le degré de rétention des eaux météoriques.

### ➢ Classification des sources

On distingue plusieurs catégories de sources à savoir :

- Sources d''affleurement ;

- Sources d'émergence ;
- Source de déversement.

A part ces sources principales ci-haut citées, d'autres sources peuvent être rencontrées comme par exemple les sources d'émergence déversement.

### ❖ Sources d'affleurement

Elles sont dues à l'affleurement le long de la surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe. Il s'agit donc de l'apparition de l'eau dans une vallée ouverte dans une formation perméable de roche fissurée et qui, présente au fond une couche de sol compacte et imperméable. Ces sources sont fréquentes du côté où la nappe est alimentée. Elles tarissent rarement et leur débit est pour la plupart important. Ce sont les plus préférables pour le captage.

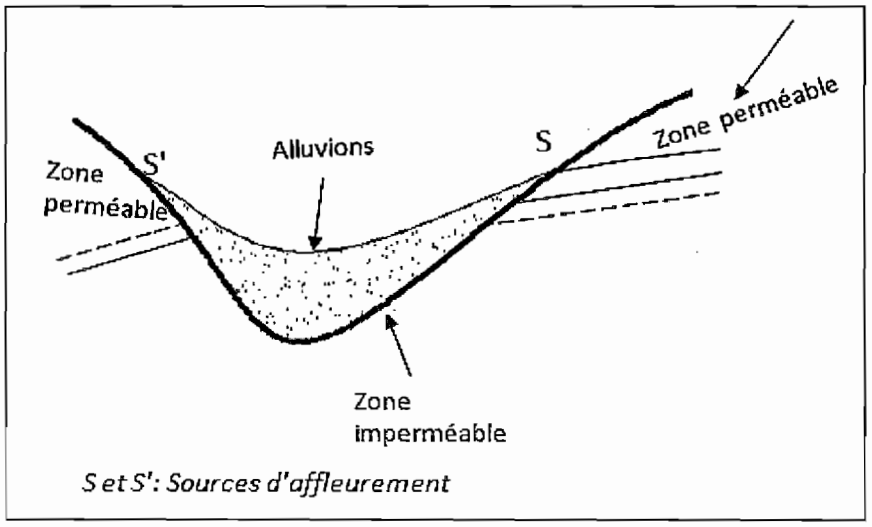



*Fig.IV.1 : Source d'affleurement*

### ❖ Sources d'émergence

Lorsque la couche perméable est fissurée en direction du sol, on peut voir un débit important alimentant un trou d'eau par une ou plusieurs fractures où l'on peut voir l'eau bouillonner. Elle apparaît le plus en fond de vallée.

Les sources d'émergence prennent naissance lorsque la surface piézométrique d'une nappe rencontre la surface topographique sans que le substratum imperméable soit nécessairement affleurant.

Cependant, ces genres de sources se trouvent normalement dans les points bas du sol, d'où leur nom secondaire de *sources de Thalweg.*

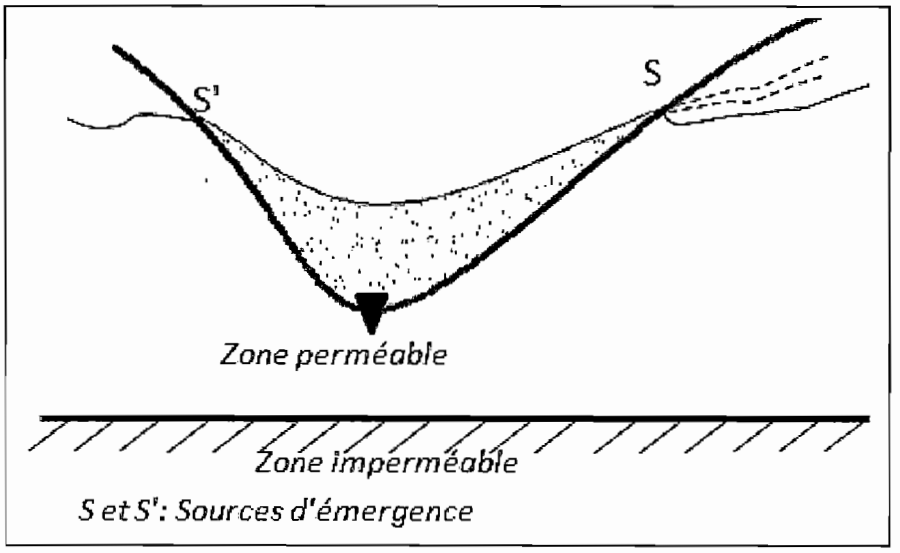



*Fig.IV.2 : Source d'émergence*

❖ **Sources de déversement**

Ce sont de sources ouvertes dans les vallées d'une fondation fissurée en surface seulement. Par exemple, les sources qu'on rencontre sur le sol appelé granite, l'eau apparaît au point de rencontre. Ces genres de sources ont des petites importances en raison de leur débit qui est relativement faible. Elles peuvent même tenir d'une année à l'autre selon que l'eau dans la nappe est épuisée.

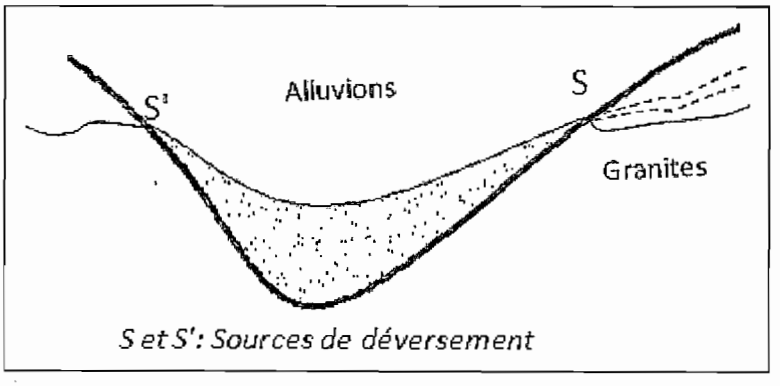



*Fig.IV.3 : Source de déversement*

❖ **Sources d'émergence déversement**

Ce sont de sources obtenues sous l'influence de l'érosion des falaises, calcaire qui s'effritent et dont les matériaux s'accumulent à leur base. Ces sources sont rarement captées du fait qu'elles sont très difficiles à capter et que l'eau captée cause le plus souvent de multiples difficultés de traitement. Elles sont douteuses à cause des dangers de pollution des eaux lors de leurs parcours dans les éboulis.

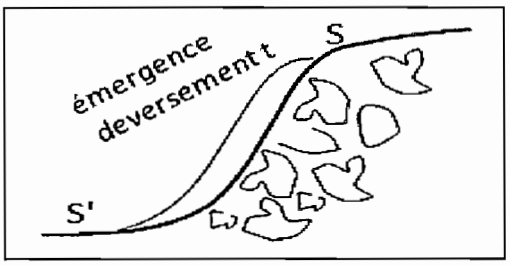



*Fig.IV.4 : Source d'émergence déversement*

Néanmoins, les sources peuvent être classées selon le rapport entre le débit maximal et le débit minimal. La connaissance du débit s'avère important et indispensable pour une source quelconque.

Selon que ce rapport entre le débit maximal et le débit minimal dit aussi d'étiage, on peut distinguer :

- *Les sources à débit constant* : ce sont des sources dont le rapport entre le débit maximal et le débit minimal est compris entre 1 et 2.
- *Les sources à débit moyen variable* : Elles sont celles dont le rapport entre le débit maximal et le débit minimal est compris entre 2 et 10.
- *Les sources à débit variable* : ce sont celles dont le rapport entre le débit minimal et le débit maximal est compris entre 10 et 50.
- *Les sources à débit très variable* : ce sont des sources dont le rapport entre le débit maximal et le débit minimal est supérieur à 50.

## IV.3. Description de la source de notre zone d'étude

La source faisant l'objet de notre étude se trouve dans la colline GISHIHA au dessus des consommateurs. Cette source se situe sur une montagne appelée MUZI dont le nom de la source se nomme « RYAGAKINDO I». Elle se trouve exactement en colline GISHIHA, commune BURAMBI dans la province de BURURI. Le débit de notre source est de *2 l/s*.

La source RYAGAKINDO I se trouve à une altitude de 2180,0m comme le montre le profil en long. Elle se trouve en amont des consommateurs qui seront alimentés par le système gravitaire. En nous basant sur la classification des différentes sources ci-haut mentionnées, suivant leur forme, la source de RYAGAKINDO est du type *« d'affleurement »*.

## IV.4. Détermination de débit d'une source

Il est indispensable de vérifier le débit d'une source avant le captage pour s'assurer que son débit est suffisant pour les besoins en eaux. Le calcul de débit d'une source se fait de deux manières :

1° A l'aide d'un débitmètre qui est un appareil muni d'un récipient et d'un chronomètre. La première goutte d'eau dans ce récipient fait que le chronomètre commence le comptage et au remplissage, le chronomètre se trouve désactivé.
Le débit $Q$ est le rapport entre le volume du récipient $V$ et le temps $T$ mis pour le remplir.

$$Q = \frac{V}{T} \qquad \text{(IV.1)}$$

2° A l'aide d'un sceau et d'une montre. La procédure est la même que précédente sauf qu'elle est mécanique et moins précise. Il faut faire 3 essais au minimum pour dire que le débit d'une source est régulier.

## IV.5. Principe de captage

Le captage étant le cœur de l'adduction, on attachera une grande importance à ce que sa construction soit bien exécutée. Pour capter une source d'affleurement, on creuse une tranchée appelée communément galerie de filets d'eau trouvant l'issue.

On prévoit des matériaux drainants et on pose par-dessus les tuyaux perforés appelés aussi drains qui acheminent l'eau à l'endroit de l'ouvrage de collecte.

Le but principal est de capter le maximum d'eau en qualité et en quantité suffisante pour n'importe quel captage. Il est donc conseillé d'étanchéiser les parois par les matériaux appropriés et d'ériger les galeries captantes dans une direction perpendiculaire du sens d'écoulement souterrain et parallèlement du fond de la vallée.

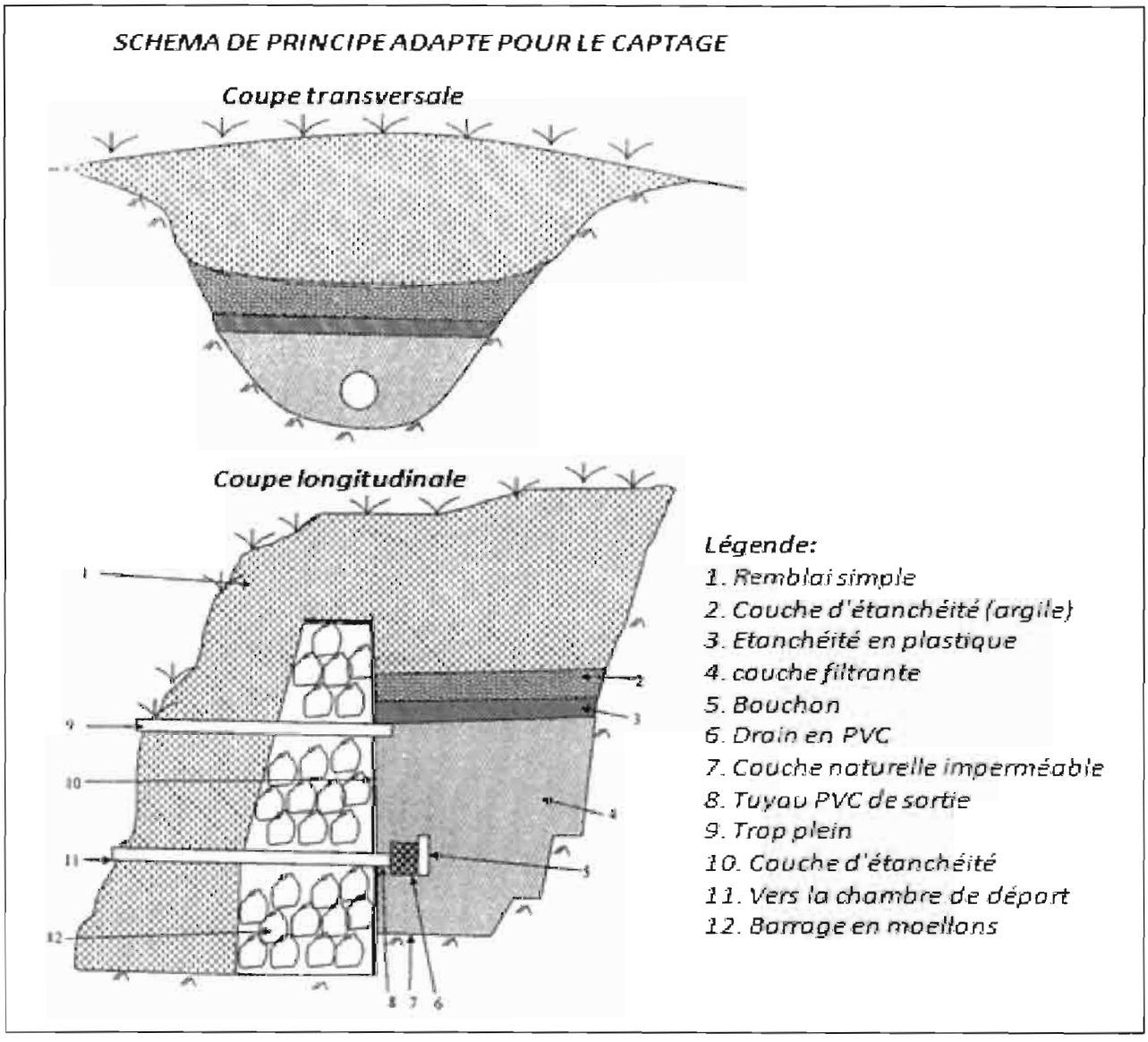



*Fig.IV5 : Schéma de captage*

## IV.6. Méthode de l'aménagement du captage

La démarche à suivre que nous allons décrire ici dépend de plusieurs facteurs notamment liés à la nature des terrains, à la disponibilité des matériaux, etc. Selon la source en place, il faut apporter des solutions à des problèmes spécifiques

1° Localisation de la source de captage et marque de l'aire de la construction

2° Exécution d'une excavation pour identifier l'origine et l'écoulement de la source

3° Exécution d'un système de drainage autour de la partie excavée pour le captage dans le but d'évacuer les eaux polluées qui se déversent dans le captage.

4° Préparation des matériaux tels que

- Sable
- Argile
- Moellons
- Gravier
- Ciment

Le sable et le gravier servent de filtre dans la chambre de captage.

5° Poser une couche d'argile de telle façon que la zone de captage soit isolée, donc réalise une bonne étanchéité.

6° Poser le drain perforé pour la collecte de l'eau,

7° Mettre une couche filtrante de gravier et de moellon dans la chambre de captage

8° Couvrir la chambre de captage par une couche d'argile ou en papier plastique pour assurer une étanchéité contre l'eau de surface.

9° Couvrir toutes les couches précédemment citées par une dernière couche végétale, on plante du gazon ou autre plante à racines courtes.

**IV.7. Protection des ouvrages**

La protection de ces ouvrages se fait dans le but de contrecarrer l'accès des animaux sauvages et domestiques surtout, de grande taille et des personnes de mauvaise foi, mais aussi et surtout de limiter au maximum possible l'accès des eaux de ruissellement dans la source.

Pour la protection des eaux de ruissellement, on creuse une tranchée en tête de la zone de captage et on plante du gazon sur le périmètre du captage et on plante du gazon sur le périmètre du captage pour éviter la destruction des ouvrages de captage sans oublier le souillage de la source.

Concernant la protection contre les animaux, il est nécessaire de clôturer le périmètre du captage et cette clôture doit être faite de façon que les animaux ne puissent pas y accéder. On utilise de préférence des tubes métalliques sur le périmètre (ceinture utilise) sur lesquelles seront enroulés les fils barbelé.

Quant aux personnes de mauvaise foi, il faut sensibiliser les gens pour qu'ils puissent comprendre le bien fondé et mobiliser ces derniers dans le but de faire une surveillance afin d'attraper les malfaiteurs et les ramener à la raison.

## IV.8. Traitement de l'eau

### IV.8.1. Introduction

Comme beaucoup de personnes non avisées le croiraient, toute eau claire, limpide, inodore et sans goût n'est pas une eau potable. On doit donc traiter l'eau pour la rendre claire, potable et consommable.

L'eau à traiter doit donc être analysée en permanence parce qu'il faut ajuster le traitement de l'eau suivant sa composition et d'ailleurs la moduler dans le temps en fonction de la variation de sa composition. L'eau est jugée potable quand elle répond aux critères chimiques, sociologiques et physiques.

L'eau peut être infectée suivant diverses causes notamment :

- La pollution de l'air ;
- L'homme lui-même ;
- L'environnement ;etc.

Ce qui implique qu'un traitement est indispensable pour alimenter la population par une eau pure et sûre.

### IV.8.2. Traitement proprement dit

L'eau contient le plus souvent 3 catégories de corps à savoir :

- Les corps dissous : diamètre $<= 2\mu m$
- Les corps colloïdaux : diamètre $2 < 200\mu m$
- Les corps en suspension : diamètre $> 200\mu m$

L'objectif du traitement est de rendre l'eau claire et potable, on distingue généralement les opérations suivantes :

- Le prétraitement qui comprend :
  - Dégrillage pour empêcher les éléments grossiers de passer (feuilles, arbres,..)
  - Dessablage pour élimination du sable dans l'eau
  - Décantation primaire pour retenir les particules des grains $<= 2\mu m$
  - Décantation secondaire ou décantation assistée pour les particules colloïdales

Pour les particules colloïdales ne pouvant pas être décantées dans un délai raisonnable (vitesse de décantation très faible) et pour minimiser le coût de décantation, on provoque l'agglomération des particules par l' introduction des produits chimiques comme les coagulants et floculats polymères.

- La filtration qui consiste à écouler l'eau à travers un filtre de 0,1 à 1mm de diamètre. On en distingue les filtres lents et les filtres rapides.
- La stérilisation de l'eau : on utilise les produits chimiques non toxiques qui doivent être capables de détruire la matière organique par oxydation chimique
- L'amélioration : on introduit également les éléments chimiques pour assurer l'amélioration de la qualité de l'eau.

# CHAP V : CALCULS HYDRAULIQUES ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

## V.1. Introduction

Pour assurer une alimentation jusqu'à tous les points souhaités, il faut faire les calculs pour fournir une quantité suffisante et pour dimensionner les divers ouvrages qui joueront le grand rôle dans la distribution. Ce sont surtout les ouvrages comme : les réservoirs, la bâche d'aspiration, les chambres de purge, les chambres de ventouses, etc.

Le stockage d'eau dans les réservoirs consiste à ne pas gaspiller l'eau pendant la nuit et fournir assez d'eau, pendant les heures de pointe, mais aussi pour la réserve des cas spéciaux comme l'incendie. Pour cela, nous analysons les détails nécessaires partant de l'amont au lieu de captage jusqu'au lieu de distribution en aval.

## V.2. Ouvrage de stockage

### V.2.1. Définition et rôle

Un réservoir est un ouvrage qui permet le stockage du surplus de l'eau, la réserve de la quantité non consommée au moment des heures creuses et la restitution pendant les heures de pointe. En adduction gravitaire, sa construction est d'une nécessité absolue.

Le rôle d'un réservoir est de :

- Restituer de l'eau au moment où sa demande est maximale ;
- Assurer la sécurité de distribution en cas de défaillance de courte durée ;
- Mettre en réserve un certain volume d'eau pour les cas spéciaux tels que :
    - L'extinction d'incendie ;
    - La rupture des conduites ;

- Arrêt de pompe dû surtout à la panne du moteur ou coupure d'électricité.

On peut conclure en disant qu'un réservoir constitue un volant d'inertie qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximum demandés. En plus, il permet d'assurer une pression suffisante dans tout point du réservoir de distribution.

### V.2.2. Emplacement et type de réservoir

Un réservoir doit être placé de préférence près de l'endroit où la consommation est la plus forte ; cela dans le but de réduire la quantité des conduites et par conséquent les pertes de charges et les fuites d'eau.

Quant à l'altitude, un réservoir doit être placé au-dessus du secteur à desservir pour permettre à l'eau d'y arriver. Une distance de 500m serait aussi un facteur pouvant conditionner l'emplacement du réservoir ; il doit être au centre de gravité de l'agglomération forte.

La classification du réservoir dépend

- De la situation des lieux, on a :
  - Réservoirs enterrés ;
  - Réservoirs semi-enterrés ;
  - Réservoirs surélevés.

- De la nature des matériaux :
  - Réservoirs métalliques ;
  - Réservoirs en maçonnerie ;
  - Réservoirs en béton armé.

- De différentes formes :
  - Réservoirs rectangulaires ;
  - Réservoirs carrés ;
  - Réservoirs circulaires.

### V.2.3. Equipement du réservoir

Le réservoir est équipé par les éléments suivants :

- *La conduite d'alimentation* : elle prend départ à la source captée vers le réservoir de stockage. Son bout est muni d'un limiteur de débit et d'une vanne à flotteur à l'arrivée si l'adduction est gravitaire ou d'un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par pompage.

- *La conduite de distribution* : qui prend départ à quelques centimètres (15cm ou 20cm) au dessus du radier afin que les dépôts résultats de la décantation ne soient pas canalisés, dans la conduite vers le point de puisage. Le départ est placé de préférence du côté opposé de celui d'arrivée. Sur le départ de la conduite, un robinet vanne est installé dans le but d'isoler cette dernière en cas de panne.

- *Un système de vidange* : c'est une conduite installée en bas du réservoir sur le radier. Son rôle est d'évacuer les dépôts. Elle peut être connectée à la conduite du trop-plein et est munie d'un robinet vanne qu'on ouvre au moment de vidange et qu'on ferme juste après le nettoyage.

- *Un système d'aération (ventilation)*. Il est fait d'un dispositif similaire à une cheminée ou un trou qui sort de la couverture du réservoir et permettant l'oxygénation de l'eau.

- *Une échelle d'accès* : elle doit être prévue à l'intérieur comme à l'extérieur ; l'accès à l'intérieur est facilité par un trou appelé « trou d'homme ». Ce trou est prévu sur la couverture supérieure.

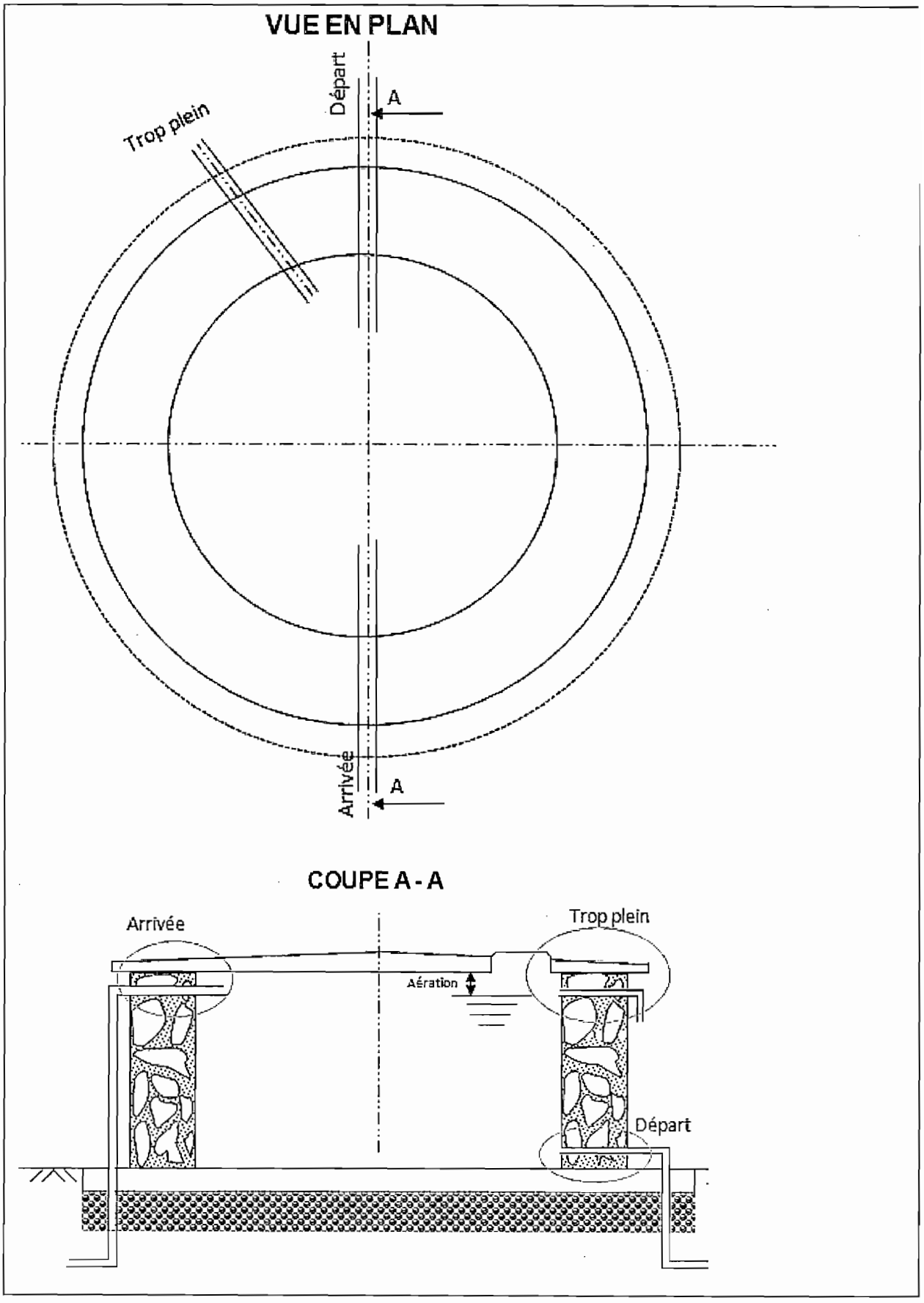



*Fig.V.1: Schéma d'un réservoir*

## V.2.4. Capacités des réservoirs

### 1. Généralités

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des besoins journaliers du site desservi, des variations horaires des débits de distribution et les heures.

Le débit horaire moyen : $Q_{moy\,h} = \dfrac{besoins\ \ journaliers}{24}$

Le débit de pointe : $Q_{\max h} = Coefficient\ de\ point e * Q_{moyh}$

- Le coefficient horaire est le rapport du débit de l'heure considérée du débit moyen horaire
- La capacité du réservoir est donnée par la somme du surplus maximal et du déficit maximal qui peut exister pendant le jour.

On constate que l'on aura une grande consommation d'eau durant certaines périodes de la journée à savoir

- Les heures où les élèves sortent des classes ;
- Les moments où les marchés battent leurs pleins ;
- Les moments où les gens rentrent des travaux champêtres.

La capacité dépend donc de ces réalités de même que le nombre de bornes fontaines qui sont alimentées par le réservoir.

Les coefficients horaires sont appliqués aux consommateurs selon la destination en tenant compte des variations horaires. Notre zone d'étude, concernant exclusivement les villageois, les coefficients horaires estimés sont donnés dans le tableau suivant :

| **Temps (h)** | 0 - 2 | 2 - 6 | 6 - 7 | 7 - 12 | 12 - 14 | 14 - 19 | 19 - 22 | 22 - 24 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Coefficient** | 0 | 0,3 | 2,0 | 1,0 | 1,5 | 1,7 | 0,15 | 0 |

*Tableau V.1 : Coefficients horaires*

## 2. La capacité théorique

Le calcul théorique concerne une répartition des débits en distribution qui diffère souvent d'une agglomération à l'autre. De ce fait, nous nous servirons du débit horaire moyen de distribution $(Q_h)$ qui est la valeur de la consommation journalière répartie en 24heures.

$$Q_h = \frac{C_j}{24}$$

Avec :

$Q_h$ : Débit horaire moyen en $m^3/h$

$C_j$ : Consommation journalière en $m^3$

De plus, le calcul peut reposer sur les coefficients horaires estimés tenant compte des activités génératrices les plus pratiquées sur notre zone du projet.

Soient : $Q_e$ : quantité d'eau entrant dans le réservoir par unité de temps

$Q_s$ : Quantité d'eau sortant du réservoir

Pendant les heures de pointe : $Q_s > Q_e$

Pendant les heures creuses : $Q_s < Q_e$

Soient encore : $V_s$ : volume sortant du réservoir

$V_e$ : Volume entrant dans le réservoir

On a : $Vol_e = Q_e \times T = \int_0^T Q_e(t)\,dt$

Avec $Vol_e$ : volume entrant au temps $T$ en $m^3$

$$Vol_s = Q_s \times T = \int_0^T Q_s(t)\,dt$$

Avec $Vol_s$ : volume sortant au temps $T$ en $m^3$

Au cours des heures de pointe, la quantité d'eau $V_e - V_s$ est appelée réserve tandis que pendant les heures creuses cette quantité s'appelle supplément. On définit donc la capacité théorique d'un réservoir comme la somme de ces deux valeurs quand elles atteignent leur maxima exprimé en valeur absolue.

$Rés = \int_0^T (Q_e - Q_s)\,dt$ ; $Rés$: Capacité du réservoir en $m^3$

*Capacité théorique = grand supplément + grand déficit en valeur absolue*

**3. Capacité pratique**

*Capacité pratique = capacité théorique × coefficient de pointe*

En pratique, la capacité pratique du réservoir est prise à 1,5fois le volume journalier. On a donc : *capacité pratique = capacité théorique × 1,5*

L'autre facteur important qui influence la capacité du réservoir est la variation horaire de consommation suivant la catégorie des bénéficiaires soit la population villageoise ou la population citadine. Les résultats se trouvant dans les tableaux suivants sont obtenus à partir de ces formules et ces symboles :

$$Q_{SP} = Q_e \times Ch$$

$$V_{SP} = Q_{SP} \times T$$

$$V_{SC} = \sum V_{SP}$$

$$V_{EP} = Q_h \times T$$

$$V_{EC} = \sum V_{EP}$$

Où :

$Q_e$ : Débit entrant

$Q_S$ : Débit sortant

$T$ : Temps en heures

$V_{EP}$ : Volume entrant partiel

$V_{SP}$ : Volume sortant partiel

$V_{SC}$ : Volume sortant cumulé

$Ch$ : Coefficient horaire.

**Réservoir 1 :** $Q_e = 0{,}19 l/s$ soit $0{,}684 m^3/h$

| Temps (h) | $Ch$ | $Q_S$ $(m^3/h)$ | $V_{SP}$ $(m^3)$ | $V_{SC}$ $(m^3)$ | $V_{EP}$ $(m^3)$ | $V_{EC}$ $(m^3)$ | $V_{EC}-V_{SC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 - 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1,368 | 1,368 | 1,368 |
| 2 - 6 | 0,3 | 0,2052 | 0,8208 | 0,8208 | 2,736 | 4,104 | 3,2832 |
| 6 - 7 | 2 | 1,368 | 1,368 | 2,1888 | 0,684 | 4,788 | 2,5992 |
| 7 - 12 | 1 | 0,684 | 3,42 | 5,6088 | 3,42 | 8,208 | 2,5992 |
| 12 - 14 | 1,5 | 1,026 | 2,052 | 7,6608 | 1,368 | 9,576 | 1,9152 |
| 14 - 19 | 1,7 | 1,1628 | 5,814 | 13,475 | 3,42 | 12,996 | -0,4788 |
| 19 - 22 | 0,15 | 0,1026 | 0,3078 | 13,783 | 2,052 | 15,048 | 1,2654 |
| 22 - 24 | 0 | 0 | 0 | 13,783 | 1,368 | 16,416 | 2,6334 |

*Capacité théorique :* $|3{,}2832|+|-0{,}4788| = 3{,}762 m^3$

*Capacité pratique :* $3{,}758 m^3 \times 1{,}5 = 5{,}643 m^3$ *soit un réservoir de* $10 m^3$

**Réservoir 2 :** $Q_e = 0{,}21 l/s$ **soit** $0{,}756 m^3/h$

| Temps (h) | $Ch$ | $Q_S$ $(m^3/h)$ | $V_{SP}$ $(m^3)$ | $V_{SC}$ $(m^3)$ | $V_{EP}$ $(m^3)$ | $V_{EC}$ $(m^3)$ | $V_{EC}-V_{SC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 - 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1,512 | 1,512 | 1,512 |
| 2 - 6 | 0,3 | 0,2268 | 0,9072 | 0,9072 | 3,024 | 4,536 | 3,6288 |
| 6 - 7 | 2 | 1,512 | 1,512 | 2,4192 | 0,756 | 5,292 | 2,8728 |
| 7 - 12 | 1 | 0,756 | 3,78 | 6,1992 | 3,78 | 9,072 | 2,8728 |
| 12 - 14 | 1,5 | 1,134 | 2,268 | 8,4672 | 1,512 | 10,584 | 2,1168 |
| 14 - 19 | 1,7 | 1,2852 | 6,426 | 14,893 | 3,78 | 14,364 | -0,5292 |
| 19 - 22 | 0,15 | 0,1134 | 0,3402 | 15,2334 | 2,268 | 16,632 | 1,3986 |
| 22 - 24 | 0 | 0 | 0 | 15,2334 | 1,512 | 18,144 | 2,9106 |

*Capacité théorique :* $|3{,}6288|+|-0{,}5292| = 4{,}158 m^3$

*Capacité pratique :* $4{,}158 m^3 \times 1{,}5 = 6{,}237 m^3$ *soit un réservoir de* $10 m^3$

**Réservoir 3 :** $Q_e = 0{,}073\, l/s$ soit $0{,}263 m^3/h$

| Temps (h) | $Ch$ | $Q_S$ $(m^3)/h$ | $V_{SP}$ $(m^3)$ | $V_{SC}$ $(m^3)$ | $V_{EP}$ $(m^3)$ | $V_{EC}$ $(m^3)$ | $V_{EC} - V_{SC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 - 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,526 | 0,526 | 0,526 |
| 2 - 6 | 0,3 | 0,0789 | 0,3156 | 0,3156 | 1,052 | 1,578 | *1,2624* |
| 6 - 7 | 2,0 | 0,526 | 0,526 | 0,8416 | 0,263 | 1,841 | 0,9994 |
| 7 - 12 | 1,0 | 0,263 | 1,315 | 2,1566 | 1,315 | 3,156 | 0,9994 |
| 12 - 14 | 1,5 | 0,3945 | 0,789 | 2,9456 | 0,526 | 3,682 | 0,7364 |
| 14 - 19 | 1,7 | 0,4471 | 2,2355 | 5,1811 | 1,315 | 4,943 | *-0,2381* |
| 19 - 22 | 0,15 | 0,0394 | 0,1182 | 5,2993 | 0,789 | 5,732 | 0,4327 |
| 22 - 24 | 0 | 0 | 0 | 5,2993 | 0,526 | 6,258 | 0,3587 |

*Capacité théorique :* $|1{,}2624| + |-0{,}2381| = 1{,}5005 m^3$

*Capacité pratique :* $1{,}5005 m^3 \times 1{,}5 = 2{,}2507 m^3$ *soit un réservoir de* $5 m^3$

**Réservoir 4 :** $Q_e = 0{,}28\, l/s$ soit $1{,}008 m^3/h$

| Temps (h) | $Ch$ | $Q_S$ $(m^3/h)$ | $V_{SP}$ $(m^3)$ | $V_{SC}$ $(m^3)$ | $V_{EP}$ $(m^3)$ | $V_{EC}$ $(m^3)$ | $V_{EC} - V_{SC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 - 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,016 | 2,016 | 2,016 |
| 2 - 6 | 0,3 | 0,3024 | 1,2096 | 1,2096 | 4,032 | 6,048 | *4,8324* |
| 6 - 7 | 2,0 | 2,016 | 2,016 | 3,2256 | 1,008 | 7,056 | 3,8304 |
| 7 - 12 | 1,0 | 1,008 | 5,04 | 8,2656 | 5,04 | 12,096 | 3,8304 |
| 12 - 14 | 1,5 | 1,512 | 3,024 | 11,2896 | 2,016 | 14,112 | 2,8224 |
| 14 - 19 | 1,7 | 1,7136 | 8,568 | 19,8576 | 5,04 | 19,152 | *-0,7056* |
| 19 - 22 | 0,15 | 0,1512 | 0,4536 | 20,3112 | 3,024 | 22,176 | 1,8648 |
| 22 - 24 | 0 | 0 | 0 | 0,3112 | 2,016 | 24,192 | 3,8808 |

*Capacité théorique :* $|4{,}8324| + |-0{,}7056| = 5{,}538 m^3$

*Capacité pratique :* $5{,}538 m^3 \times 1{,}5 = 8{,}307 m^3$ *soit un réservoir de* $10 m^3$

**Réservoir 5 :** $Q_e = 0{,}32\ l/s$ soit $1{,}152 m^3/h$

| Temps (h) | $Ch$ | $Q_S$ $(m^3/h)$ | $V_{SP}$ $(m^3)$ | $V_{SC}$ $(m^3)$ | $V_{EP}$ $(m^3)$ | $V_{EC}$ $(m^3)$ | $V_{EC} - V_{SC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 - 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,304 | 2,304 | 2,304 |
| 2 - 6 | 0,3 | 0,3456 | 1,3824 | 1,3824 | 4,608 | 6,912 | *5,5296* |
| 6 - 7 | 2,0 | 2,304 | 2,304 | 3,6869 | 1,152 | 8,064 | 4,3776 |
| 7 - 12 | 1,0 | 1,152 | 5,76 | 9,4464 | 5,76 | 13,824 | 4,3776 |
| 12 - 14 | 1,5 | 1,728 | 3,456 | 12,9024 | 2,304 | 16,128 | 3,2256 |
| 14 - 19 | 1,7 | 1,9584 | 9,792 | 22,6944 | 5,76 | 21,888 | *-0,8064* |
| 19 - 22 | 0,15 | 0,1728 | 0,5184 | 23,2128 | 3,456 | 25,34 | 2,1312 |
| 22 - 24 | 0 | 0 | 0 | 23,2128 | 2,304 | 27,648 | 4,4352 |

*Capacité théorique :* $|5{,}5296| + |-0{,}8064| = 6{,}336 m^3$

*Capacité pratique :* $6{,}336 m^3 \times 1{,}5 = 9{,}504 m^3$ *soit un réservoir de* $10 m^3$

## 4. Dimensionnement des réservoirs

### 4.1. Choix de la forme des réservoirs

Les réservoirs souvent utilisés sont de forme circulaire, rectangulaire ou carré. Du point de vue économique, certaines comparaisons permettent de trouver la forme du réservoir à utiliser.

Par exemple, à volume et à hauteur donné avec une surface en plan donné, le développement de la paroi la plus faible permet un choix du réservoir moins coûteux. Cela est prouvé en calculant le périmètre de différentes formes à une surface donnée.

- Pour le carré : périmètre $P_1 = 4\sqrt{S}$
- Pour le rectangle de côté a et b ; avec $K > 1$, on a :

$$P_2 = \alpha\sqrt{S} \text{ où } \alpha = \frac{2(K+1)\sqrt{1}}{K}$$

Soit pour :

$$K = 1 \rightarrow \alpha = 4$$

$$K = 2 \rightarrow \alpha = 4{,}3$$

$$K = 3 \rightarrow \alpha = 4{,}6$$

$$K = 4 \rightarrow \alpha = 5$$

- Pour le cercle :

$$P_3 = \sqrt{4\pi S} = 3{,}54\sqrt{S} \;\; ; \;\; P_3 < P_1 < P_2$$

On remarque donc que le développement de la paroi la plus faible est celui d'un cercle.

Pour notre projet, nous proposons les réservoirs circulaires qui comportent trois grandes parties principales à savoir :

- La dalle
- Les parois
- Le radier

### 4.2. Calcul des dimensions du réservoir

Les dimensions du réservoir tiennent compte de la hauteur au-dessus du radier, de la hauteur utile d'eau portant du volume d'eau dans le réservoir et du diamètre intérieur et extérieur du réservoir.

#### 1° Calcul du diamètre

Après avoir déterminé le volume de chaque réservoir, nous allons utiliser les formules de FONLLADOSA pour le calcul du diamètre. Le diamètre est déterminé à partir de la relation ci-dessous :

$$D = 1{,}405\sqrt[3]{V}$$

Où :

$D$ : Diamètre intérieur $(m)$

$V$ : Volume du réservoir $(m^3)$

**2° Calcul de la hauteur**

- **Hauteur utile ($h_u$)**

Toujours d'après FONLLADOSA, la hauteur utile est déterminée par la relation suivante :

$$h_u = 0{,}46 * D$$

Où :

$h_u$ : Hauteur utile $(m)$

$D$ : Diamètre intérieur $(m)$

- **Hauteur libre** $(h_l)$

C'est la hauteur entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre *0,2* et *0,5m*.

- Hauteur totale du réservoir $(H)$

Elle est donnée par la somme de la hauteur utile $(h_u)$ et la hauteur libre $(h_l)$

$$H = h_u + h_l$$

Où :

$H_l$ : Hauteur totale du réservoir

$h_l$ : Hauteur libre

$h_u$ : Hauteur utile

Avec ces formules, nous proposerons les caractéristiques de nos réservoirs :

| **Volume ($m^3$)** | **Diamètre intérieur (*m*)** | **Diamètre extérieur (*m*)** | **Epaisseur des parois (*m*)** | **Hauteur intérieure (*m*)** |
|---|---|---|---|---|
| 5 | 2,4 | 3,2 | 0,4 | 1,604 |
| 10 | 3,02 | 3,82 | 0,4 | 1,889 |

## Dimensionnement des réservoirs

### Prédimensionnement des éléments du réservoir

### 1. Dalle de couverture

La dalle de couverture est un élément plan d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions. Un élément dont la largeur dépasse 5fois l'épaisseur peut être comme dalle (selon DIN 1045).

La dalle de couverture est du type planché dalle, qui protège l'eau contre les intempéries et d'autres éléments nuisibles à l'eau potable. Lors de prédimensionnement, nous allons tenir compte des éléments suivants :

- Le poids propre appelé charge permanente qui est composé du béton armé de $25kN/m^2$
- Les surcharges appelées « charge d'exploitation ».

$$P = 1kN/m^2 \times 2 = 2kN/m^2$$

De préférence, on suppose que deux personnes pourront assurer l'entretien au dessus de la dalle de couverture. Le calcul se fait selon DIN 1045.

Nous admettons une dalle circulaire qui sera étudiée comme un carré dont le côté est égal au diamètre du cercle.

### Dimensionnement d'un réservoir de $10m^3$

$$D = 1{,}405\sqrt[3]{V} = 1{,}405\sqrt[3]{10} = 3{,}02m$$

Diamètre de la dalle $= 3{,}02m + (0{,}4 \times 2) = 3{,}82m$

$$l_x = l_y = 3{,}82m + (0{,}01 \times 2)m = 3{,}84m$$

Avec :

$l_x$ : La petite portée de la dalle

$l_y$ : La grande portée de la dalle

$$H = 0{,}46 * D$$

Selon la norme DIN 1045

**a) Calcul de la hauteur utile**

$$h \geq \frac{1 \times 3,84}{35} = 0,109m = 10,9cm \cong 11cm$$

**b) Calcul de l'épaisseur $(d)$ de la dalle**

$$d = h + e + \frac{1}{2}\phi_s$$

Avec :

$d$ : Épaisseur de la dalle

$h$ : Hauteur de la dalle

$e$ : Enrobage

$\phi_s$ : Diamètre de l'acier

**c) Calcul des charges**

On distingue :

- Charges permanentes
- Charges d'exploitation

❖ Charges permanentes : $g = \gamma_b * d = 25kN/m^3 \times 0,13m = 3,25kN/m^2$

❖ Charges d'exploitation : $p = 2kN/m^2$

❖ Charges totales : $q = g + p = (3,25 + 2)kN/m^2 = 5,25kN/m^2$

**d) Calcul des sollicitations**

Les sollicitations produites par les charges et les surcharges sont fonction de la disposition des éléments porteurs et rapport des côtés de l'élément $(l_y / l_x)$.

$l_y = l_x = 3,84$ on a : $\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,84m}{3,84m} = 1$

Donc $f_x^0 = 20$ ; $f_y^0 = 20$

Avec : $f_x^0$ ; $f_y^0$ coefficients pour le calcul des moments concernant le dimensionnement basé sur la méthode proposée par PEIPER et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément réparties.

**Calcul des moments en travée**

$$m_{tx} = \frac{q * l_x^2}{f_x^0}$$

Avec : $m_{tx}$ : moment en travée dans le sens de $x$

$$\Rightarrow m_{tx} = \frac{5,25 \times (3,84)^2}{20} = 3,87 kN.m/m$$

$$m_{ty} = \frac{q * l_x^2}{f_y^0}$$

Avec $m_{ty}$ : moment en travée dans le sens de $y$

$$\Rightarrow m_{ty} = \frac{5,25 \times (3,84)^2}{20} = 3,87 kN.m/m$$

**Calcul de la section des armatures**

On calcule les moments fléchissant réduits ( $m_{sx}$ et $m_{sy}$ ) suivant ces formules :

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}}$$

Où :

$m_s$ : moment fléchissant réduit ;

$m_{tx,y}$ : moment en travée dans le sens de $x$ et $y$

$b$ : largeur de la dalle prise égale à $1m$

$h$ : Hauteur utile

$f_{cu}$ : résistance pour le calcul du béton, pour B25, $f_{cu} = 17500 kN/m^2$

$$m_{sx} = \frac{3,87}{1 \times (0,11)^2 \times 17500} = 0,018$$

$$m_{sx} < m_s^* = 0,193$$

$$A_{sx} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}}$$

Où :

$\omega_2$ : coefficient lu dans le tableau en fonction de $m_s$

$f_e$ : limite d'élasticité des aciers utilisés

Détermination de $\omega_2$ en fonction de $m_s$

$$0,01\begin{bmatrix} 0,01 \rightarrow 0,018 \\ 0,018 \rightarrow ? \\ 0,02 \rightarrow 0,037 \end{bmatrix} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 \times (0,018 - 0,01)}{24} = 0,0322$$

$$A_{sx} = \frac{0,0322 \times 1 \times 0,11}{24} = 0,000147 m^2 \text{ soit } 1,47 cm^2$$

Choix : $\phi_6$ ; $St = 17,5cm$ ; $a_s eff = 1,62cm^2$

$$h_y = h - \frac{1}{2}\phi_s = 11cm - \frac{1}{2} \times 1cm = 10,5cm = 0,105m$$

$$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b * h_y^2 * f_{cu}}$$

$$m_{sy} = \frac{3,87}{1 \times (0,105)^2 \times 17500} = 0,02$$

$$\omega_2 = 0,037$$

$$A_{sy} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}}$$

$$A_{sy} = \frac{0,037 \times 1 \times 0,105}{24} = 0,000161 m^2 \text{ soit } 1,61 cm^2$$

Choix : $\phi_6$ ; $St = 17,5cm$ ; $a_s eff = 1,62cm^2$

**2. Dimensionnement du radier**

La détermination des aciers du radier dépendra de la plus grande pression parmi celle exercée par les parois et celle exercée par l'eau sur le radier. Le radier est calculé comme la dalle de couverture.

Le radier doit supporter :

- Son poids propre «charge permanente » ;
- Surcharge due à l'eau et celle transmise par les parois qui reçoivent à son tour la charge de couverture ;
- Eau : $1000kg/m^3$
- Moellons : $22,6kN/m^3$

Pour les charges permanentes $g$, on a :

- Etanchéité : $0,7kN/m^2$
- Charge due à la couverture : $g=(\gamma_b * d)+étanchéité$

  $d$ est comprise entre $0,2$ et $0,4m$

  Prenons pour notre cas $d=0,3m$

  $g=(25\times 0,3)+0,7=8,2kN/m^2$

Pour les charges d'exploitation $g$, on a :

- Pression de l'eau : $\rho_e=\gamma_e * h$

  Avec :

  $\gamma_e$ : Poids volumique de l'eau

  $h$ : hauteur de l'eau dans le réservoir

$\rho_e=10kN/m^3\times 1,383m=13,89kN/m^2$

**Calcul du poids des éléments au dessus du radier**

- Dalle : $5,25kN/m^2\times 3,84m^2=20,16kN$
- Mur : $0,4\times 3,82\times 1,889\times 22,6=260,929kN$
- étanchéité : $0,7\times 3,82\times 4\times 1,889=20,204kN$
- Poids total : $20,204kN+260,929kN+20,16kN=301,293kN$
- Pression sous le mur : $\dfrac{301,293}{0,4\times 3,82\times 4}=49,295kN/m^2$

La pression exercée par l'eau est inférieure à celle exercée par les éléments restant (dalle, mur et étanchéité sur le radier).

Nous allons donc dimensionner le radier en utilisant cette pression :

$$P = 49{,}295 kN/m^2$$

$$q = g + p = 8{,}2 kN/m^2 + 49{,}295 kN/m^2 = 57{,}495 kN/m^2$$

**Calcul des sollicitations**

$$m_{tx} = \frac{q * l_x^2}{f_x^0} \text{ avec } \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$m_{ty} = \frac{q * l_y^2}{f_y^0}$$

$$m_{tx} = \frac{57{,}495 \times (3{,}84)^2}{20} = 42{,}389 kNm/m$$

$$m_{tx} = m_{ty} = 42{,}389 kNm/m$$

**Calcul des sections**

Moment réduit $m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}}$

$$d = 0{,}3m = 30cm$$

$$h = d - 5cm = 25cm = 0{,}25m$$

$$m_{sx} = \frac{42{,}389}{1 \times (0{,}25)^2 \times 17500} = 0{,}038$$

$$0{,}01 \begin{bmatrix} 0{,}03 \rightarrow 0{,}055 \\ 0{,}038 \rightarrow ? \\ 0{,}04 \rightarrow 0{,}075 \end{bmatrix} 0{,}02$$

$$\omega_2 = 0{,}055 + \frac{0{,}02 \times (0{,}038 - 0{,}03)}{24} = 0{,}071$$

$$A_{sx} = \frac{\omega_2 * h * b}{f_e / f_{cu}}$$

$$A_{sx} = \frac{0,071 \times 0,25 \times 1}{24} = 0,000739 m^2 \text{ soit } 7,39 cm^2$$

Choix : $\phi_{12}$ ; $St = 14,5 cm$ ; $a_s eff = 7,8 cm^2$

$$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b * h_y^2 * f_{cu}}$$

$$m_{sy} = \frac{42,389}{1 \times (0,245)^2 \times 17500} = 0,04$$

$$\omega_2 = 0,075$$

$$A_{sy} = \frac{\omega_2 * b * h_y}{f_e / f_{cu}}$$

$$A_{sy} = \frac{0,075 \times 1 \times 0,245}{24} = 0,000765 m^2 \text{ soit } 7,65 cm^2$$

Choix : $\phi_{12}$ ; $St = 14,5 cm$ ; $a_s eff = 7,8 cm^2$

### V.2.5. Ouvrages de transport

#### V.2.5.1. Quelques notions de base

Les ouvrages de transport sont surtout les conduites qui assurent le transport de l'eau de la source jusqu'au lieu d'utilisation. En effet, à l'intérieur des tuyaux, l'écoulement peut être à surface libre ou en charge d'une adduction gravitaire.

- **Ecoulement à surface libre**

L'écoulement à surface libre sur un tronçon d'adduction est un cas fréquent, la conduite fonctionne comme un canal ouvert c'est-à-dire que l'eau n'atteint pas la partie supérieure des tuyaux (à l'intérieur).

Le débit est fonction de la pente au point donné de la hauteur d'eau dans la tuyauterie et des frictions sur les parois.

- **Ecoulement en charge**

L'écoulement en charge correspond au fonctionnement dont les tuyaux sont pleins et/ou les tronçons en amont et en aval interviennent sur l'écoulement. Le débit est donc fonction de la pente générale et des frictions sur la tuyauterie.

Le débit est généralement plus grand dans une adduction en charge, où la tuyauterie est pleine et l'eau qui s'y coule est poussée grâce à la pression exercée par l'eau en amont. Une adduction fonctionnant à la surface libre dont les tuyaux ne fonctionnent pas en pression, ne nécessite pas de tuyaux de forte résistance.

Au niveau économique, on se rend compte que travailler à surface libre coûte cher. Une adduction non remplie est une adduction surdimensionnée puisqu'avec un diamètre inférieur, on peut transporter la même quantité d'eau.

### V.2.5.2. Calcul approfondi de la conduite

Quatre paramètres interviennent pour ce calcul, il s'agit :

- Du débit $Q$;
- De la perte de charge $j$;
- De la vitesse $V$ ;
- Du diamètre $D$ .

- Le débit $Q(m^3/s \text{ ou } l/s)$ est une donnée imposée par les consommateurs ;
- La vitesse d'écoulement moyenne $V(m/s)$ est fixée et choisie dans l'intervalle de 0,5 à *1,5m/s.*
- Le diamètre de la conduite est déterminé par la formule de continuité :

$$Q = V \cdot S$$

$$S = \pi R^2 = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Où :

$Q$ : Débit en $l/s$

$V$ : Vitesse en $m/s$

$S$ : Section de la conduite $(m^2)$

$R$ : Rayon de la conduite en $m$

- La perte de charge $j$ sera donnée par certaines tables qui facilitent le calcul. Ces tables ont été élaborées à partir de la relation analytique suivante :

$$j = \lambda \frac{l * V^2}{D * 2g}$$

Avec :

$\lambda = f\left(\mathrm{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right)$ : Coefficient de frottement qui est fonction du nombre de Reynolds $(\mathrm{Re})$

$$\mathrm{Re} = \frac{V * D}{\gamma}$$

Où :

$\varepsilon / D$ : Rugosité relative

$D$ : Diamètre de la conduite en $m$

$V$ : Vitesse d'écoulement en $m/s$

$g$ : Accélération de la pesanteur en $m/s^2$

$\gamma$ : viscosité cinématique ($10^{-6} m/s^2$ pour l'eau à 15°C)

$\varepsilon$ : Rugosité absolue

$l$ : Longueur de la conduite

De plus, selon DARCY WEISBACH : $j = \frac{\lambda V^2}{2gD}$

Ce coefficient de frottement $\lambda$ est donné par certaines expressions selon la nature et le diamètre de la conduite, le nombre de Reynolds et selon les auteurs :

**1° Pour Colebrook et White**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right)$$

Cette formule est utilisée pour tous les types de tuyaux.

**2° Pour Prandt NIKURADSE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1{,}74 + 2\log\left(\frac{D}{2\varepsilon}\right)$$

Cette formule est utilisée pour les tuyaux rugueux (tuyaux en acier, en fonte et en béton armé).

**3° Pour BLASIUS**

$\lambda = \dfrac{0{,}316}{(\mathrm{Re})^{1/4}}$ : elle est utilisée pour les tuyaux lisses (tuyaux en PVC).

Pour le calcul des tuyaux en matière plastique, on lira la valeur de la perte de charge unitaire ($j$), puis déterminera la perte de charge totale $J$ par la relation suivante :

$$J = j * L$$

Où : $j$ : Perte de charge linéaire unitaire

$J$ : Perte de charge linéaire totale

$L$ : Longueur

La pression en un point du réseau est donnée par la différence entre le côte piézométrique et le côte du sol.

En effet, en guise du Théorème de BERNOUILLI appliqué entre deux sections quelconques *1* et *2* de même débit, on a :

$$Z_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

Avec :

$Z_i$ : L'énergie potentielle

$\frac{P}{W}$ : L'énergie due à la pression

$\frac{V^2}{2g}$ : L'énergie due à la vitesse ou énergie cinématique

$\Delta H$ : Perte de charge totale engendrée dans le tronçon *1 – 2.*

La somme de ces trois termes s'exprime en mètre d'eau ($m$), les unités de tous ces termes sont :

$P$ en $\left[N/m^2\right]$ ou $\left[Pa\right]$

$W$ en $\left[N/m^3\right]$ : poids volumique

$V$ en $\left[m/s\right]$ : vitesse moyenne

$g$ en $m/s^2$ : Accélération de la pesanteur

Compte tenue de la valeur $\frac{V^2}{2g}$ qui est négligeable et la pression initiale qui est nulle, (sans tenir compte de la pression atmosphérique), on a :

*Pression du sol = Côte piézométrique – Côte du sol*

C'est-à-dire $\frac{P}{W} = Côte\ piézométrique - Z$

La figure ci-après montre le profil piézométrique, laissant apparaître la pression maximale dans la canalisation

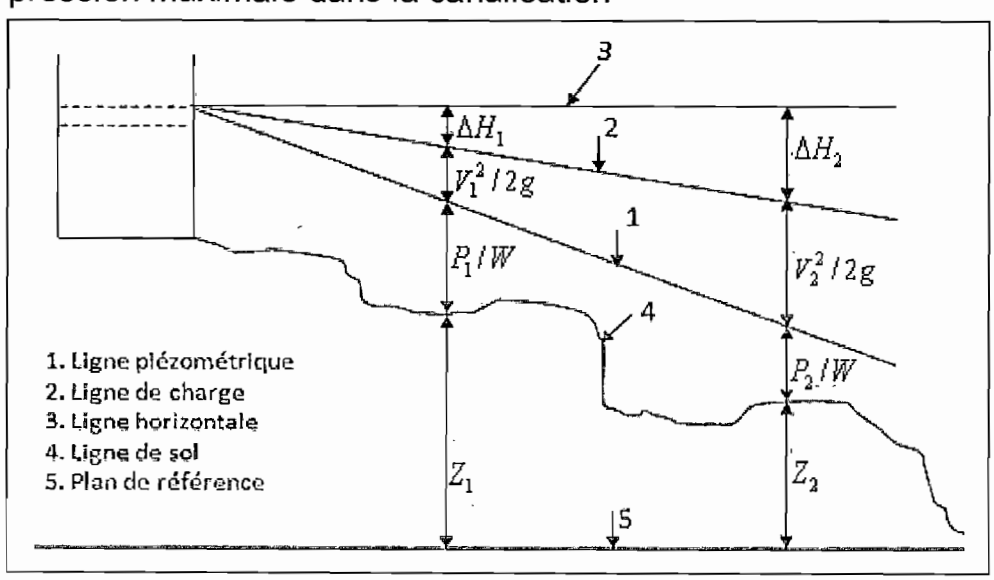



*Fig.V.2. : Illustration schématique du théorème de Bernoulli*

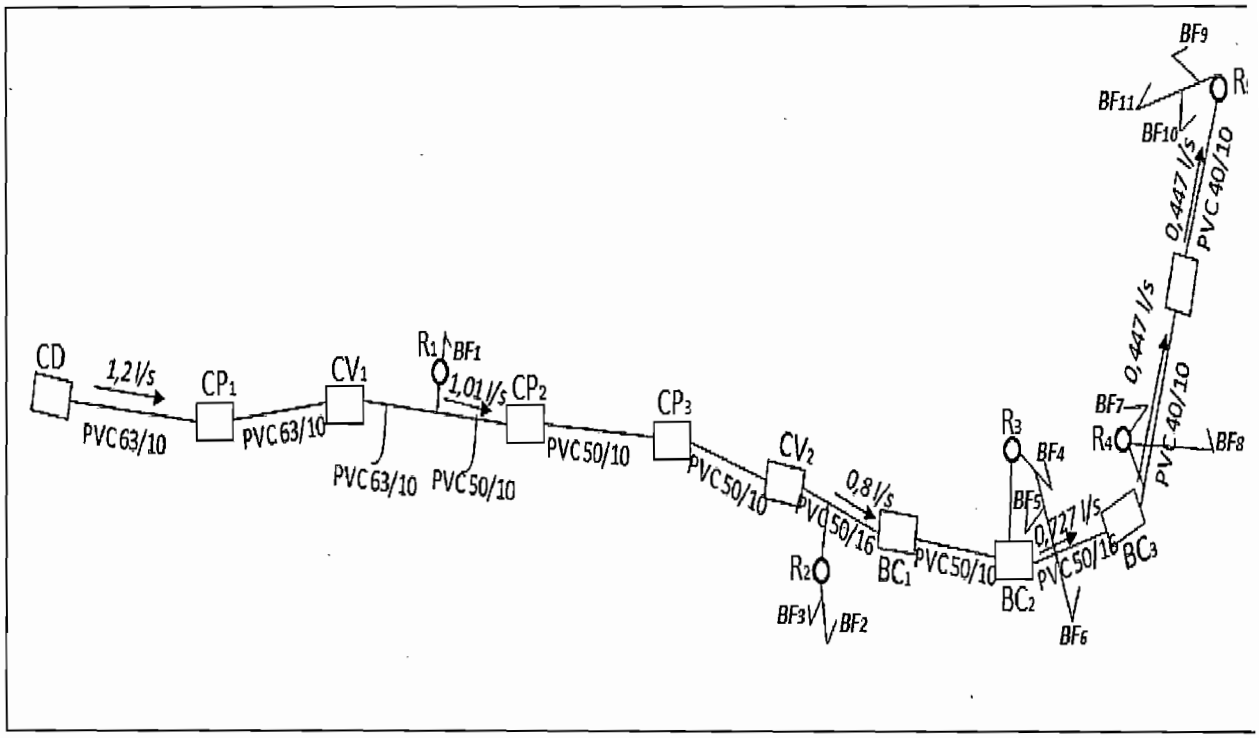



*Fig.V.3. : Répartition des débits dans le réseau*

### V.2.5.3. Calculs hydrauliques proprement dits

| TRONCON | DIST. (m) | DEBIT ($m^3$/S) | VIT. (m/s) | CONDUITE | | | | PERTE DE CHARGE | | ALTITUDE | | HAUTEUR PIEZOMETRIQUE | | PRESSION DYNAMIQUE | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Type | D int. (m) | D ext. (m) | PN | j (m/m) | J (m) | Amont | Aval | Amont | Aval | Amont | Aval |
| CD—1 | 350 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 2,177105 | 2180 | 2109 | 2180 | 2177,823 | 0 | 68,82289 |
| 1-2 | 118 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 0,733995 | 2109 | 2164,6 | 2177,823 | 2177,089 | 68,82289 | 12,4889 |
| 2-3 | 65,2 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 0,405564 | 2164,6 | 2151,6 | 2177,089 | 2176,683 | 12,4889 | 25,08334 |
| 3-4 | 247,1 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 1,537036 | 2151,6 | 2147,1 | 2176,683 | 2175,146 | 25,08334 | 28,0463 |
| 4-5 | 205 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 1,275162 | 2147,1 | 2150,8 | 2175,146 | 2173,871 | 28,0463 | 23,07114 |
| 5-5' | 138,4 | 0,0012 | 0,58 | PVC | 0,051338 | 0,063 | 10 | 0,00622 | 0,86089 | 2150,8 | 2137,2 | 2173,871 | 2173,01 | 23,07114 | 35,81025 |
| 5'-R1 | 10 | 0,00019 | 0,53 | PVC | 0,02137 | 0,025 | 10 | 0,016867 | 0,168673 | 2137,2 | 2136 | 2173,01 | 2172,842 | 35,81025 | 36,84157 |
| 5'-6 | 193,6 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,007809 | 1,511854 | 2137,2 | 2118,2 | 2172,842 | 2171,33 | 35,64157 | 53,12972 |
| 6-7 | 88,2 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,038732 | 2118,2 | 2135 | 2171,33 | 2171,291 | 53,12972 | 36,29099 |
| 7-8 | 50 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,021957 | 2135 | 2131 | 2171,291 | 2171,269 | 36,29099 | 40,26903 |
| 8-9 | 65 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,028544 | 2131 | 2116 | 2171,269 | 2171,24 | 40,26903 | 55,24049 |
| 9-10 | 134 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,058845 | 2116 | 2106,4 | 2171,24 | 2171,182 | 55,24049 | 64,78164 |
| 10-11 | 67 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,029422 | 2106,4 | 2104,8 | 2171,182 | 2171,152 | 64,78164 | 66,35222 |
| 11-12 | 55 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,024153 | 2104,8 | 2094,3 | 2171,152 | 2171,128 | 66,35222 | 76,82807 |
| 12-13 | 206 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,090463 | 2094,3 | 2054,3 | 2171,128 | 2171,038 | 76,82807 | 116,7376 |
| 13-14 | 144,5 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,063456 | 2054,3 | 2083,8 | 2171,038 | 2170,974 | 116,7376 | 87,17415 |
| 14-15 | 215 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,094415 | 2083,8 | 2095,4 | 2170,974 | 2170,88 | 87,17415 | 75,47973 |
| 15-16 | 142,3 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,06249 | 2095,4 | 2113,6 | 2170,88 | 2170,817 | 75,47973 | 57,21724 |
| 16-17 | 180 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,079045 | 2113,6 | 2121,3 | 2170,817 | 2170,738 | 57,21724 | 49,4382 |
| 17-18 | 257 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,112859 | 2121,3 | 2099,9 | 2170,738 | 2170,625 | 49,4382 | 70,72534 |
| 18-18' | 65 | 0,00101 | 0,56 | PVC | 0,047933 | 0,05 | 10 | 0,000439 | 0,028544 | 2099,9 | 2092 | 2170,625 | 2170,597 | 70,72534 | 78,59679 |
| 18'-R2 | 10 | 0,00021 | 0,53 | PVC | 0,022467 | 0,025 | 16 | 0,000949 | 0,009485 | 2092 | 2090,5 | 2170,597 | 2170,587 | 78,59679 | 80,08731 |
| 18'19 | 244 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,103825 | 2092 | 2061,9 | 2170,587 | 2170,483 | 78,58731 | 108,5835 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 19-20 | 108 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,045955 | 2061,9 | 2059,4 | 2170,483 | 2170,438 | 108,5835 | 111,0375 |
| 20-21 | 101 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,042977 | 2059,4 | 2055,9 | 2170,438 | 2170,395 | 111,0375 | 114,4946 |
| 21-22 | 450 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,19148 | 2055,9 | 2045,6 | 2170,395 | 2170,203 | 114,4946 | 124,6031 |
| 22-23BC1 | 433,5 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,184459 | 2045 | 2014,9 | 2170,203 | 2170,019 | 125,2031 | 155,1186 |
| 23BC1-24 | 247,5 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 10 | 0,000426 | 0,105314 | 2014,9 | 1965,9 | 2014,9 | 2014,795 | 0 | 48,89469 |
| 24-25 | 40 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 10 | 0,000426 | 0,01702 | 1965,9 | 1960,3 | 2014,795 | 2014,778 | 48,89469 | 54,47767 |
| 25-26 | 450 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,19148 | 1960,3 | 1912,3 | 2014,778 | 2014,586 | 54,47767 | 102,2862 |
| 26-27BC2 | 394,2 | 0,0008 | 0,55 | PVC | 0,043046 | 0,05 | 16 | 0,000426 | 0,167736 | 1912,3 | 1870,3 | 2014,586 | 2014,418 | 102,2862 | 144,1184 |
| 27BC2-R3 | 10 | 0,000073 | 0,52 | PVC | 0,013373 | 0,02 | 16 | 0,001213 | 0,012126 | 1870,3 | 1868,5 | 2014,418 | 2014,406 | 144,1184 | 145,9063 |
| 27BC2-A | 600 | 0,000727 | 0,53 | PVC | 0,041802 | 0,05 | 16 | 0,000399 | 0,239282 | 1870,3 | 1785 | 1870,3 | 1870,061 | 0 | 85,06072 |
| A-28BC3 | 558,4 | 0,000727 | 0,53 | PVC | 0,041802 | 0,05 | 16 | 0,000399 | 0,222692 | 1785 | 1713,8 | 1870,061 | 1869,838 | 85,06072 | 156,038 |
| 28BC3-29 | 460 | 0,000727 | 0,53 | PVC | 0,041802 | 0,05 | 10 | 0,000399 | 0,183449 | 1713,8 | 1696,3 | 1713,8 | 1713,617 | 0 | 17,31655 |
| 29-R4 | 10 | 0,00028 | 0,515 | PVC | 0,026317 | 0,032 | 10 | 0,000663 | 0,006625 | 1696,3 | 1695 | 1713,617 | 1713,61 | 17,31655 | 18,60993 |
| 29-B | 400 | 0,000447 | 0,523 | PVC | 0,032997 | 0,04 | 10 | 0,00039 | 0,155852 | 1696,3 | 1657,5 | 1713,61 | 1713,454 | 17,30993 | 55,95407 |
| B-C | 380 | 0,000447 | 0,523 | PVC | 0,032997 | 0,04 | 10 | 0,00039 | 0,14806 | 1657,5 | 1625 | 1713,454 | 1713,306 | 55,95407 | 88,30601 |
| C-D | 400 | 0,000447 | 0,523 | PVC | 0,032997 | 0,04 | 10 | 0,00039 | 0,155852 | 1625 | 1665 | 1713,298 | 1713,142 | 88,29822 | 48,14237 |
| D-30R5 | 470 | 0,000447 | 0,523 | PVC | 0,032997 | 0,04 | 10 | 0,00039 | 0,183127 | 1665 | 1706 | 1713,142 | 1712,959 | 48,14237 | 6,959241 |

### V.2.5.4. Différentes méthodes de pose de conduites

Les conduites peuvent être posées :

- En terre ;
- En galerie
- Dans le lit d'une rivière et traversée sous-marine
- En élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art.

La pose doit suivre le tracé qui, à son tour, doit répondre aux critères suivants :

- Etre le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation ;
- Suivre de préférence l'accotement des routes en chemins ;
- En profil en long, la conduite suivra le profil de la voie qu'elle dessert et elle sera enterrée pour éviter sa destruction ;
- La pente de pose doit être maintenue au dessus de 0,002 m par m ;
- Eviter des surcharges sur les conduites ;

Le profil en long des conduites sera tel que la pente minimale soit 2 à 3mm dans les parties où l'eau descend.

**a) La pose en terre**

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y déposer les tuyaux de 0,60m au minimum et de 0,60 à 1,2m de hauteur.

Le fond de fouille est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15m à 0,2m d'épaisseur. Ce lit est constitué par :

- Du gravier dans les terres ordinaires ;
- De la pierre cassée à l'anneau de 5cm pour former des drains dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses de forte pente ;

Lorsque la conduite traverse les terrains marécageux tourbeux, il faut prévoir des travaux confortatifs comme semelle continue en béton armé, un empâtement suffisant, tasseaux en béton dans l'ordre de deux par tuyaux.

**Coupe transversale de pose**

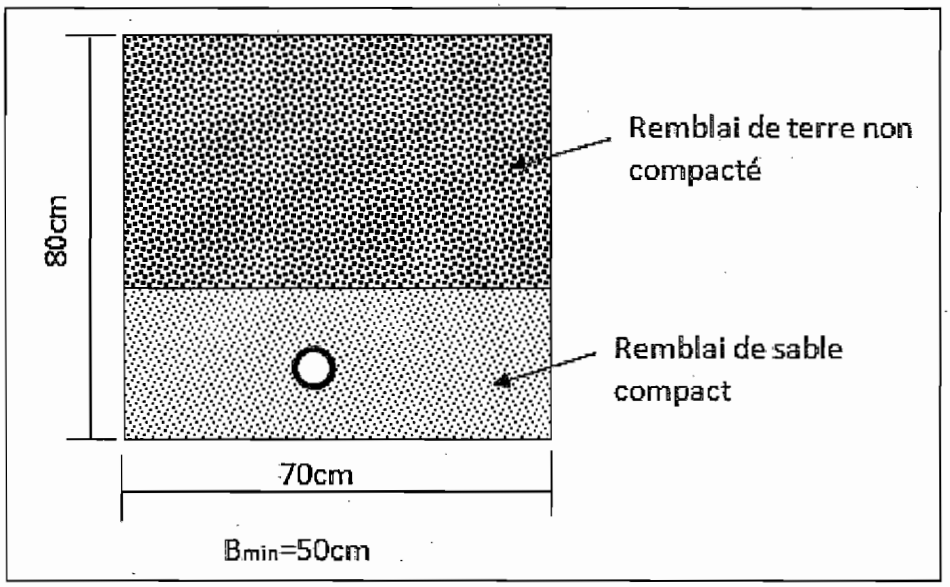



*Fig. V.4 : Coupe transversale de pose*

**b) Pose en galerie**

La pose en galerie est surtout effectuée soit dans les égouts, soit dans les caniveaux, soit sur les tasseaux coulés à l'avance. Il est évident qu'en pleine campagne la pose en galerie sera donc un ouvrage d'art, un pont par exemple sur lequel un caniveau est réservé sous trottoir pour le passage des canalisations.

**c) Pose dans le lit d'une rivière et traversée sous-marine**

Quand il faut traverser une rivière, la conduite peut emprunter le caniveau ordinaire réservé sous le trottoir d'un pont, elle peut aussi être posée dans le lit même de la rivière. L'immersion d'une canalisation peut être normalement indispensable lorsqu'il s'agit d'alimenter la population habitant l'île à partir d'installations construites sur le continent.

**d) Désinfection d'une conduite**

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, après avoir déterminé les travaux d'adduction et de distribution, il est souvent nécessaire de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions de laboratoire.

Cette désinfection peut être effectuée, soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'important étant que le liqueur stérilisant puisse atteindre les extrémités. La désinfection peut obliger la présence d'un chimiste mais dans d'autres conditions non suivant les produits à utiliser.

### V.2.5.5. Organes accessoires de la conduite

#### V.2.5.5.1. Introduction

En vue d'assurer le fonctionnement du réseau, en plus des réservoirs et des conduites, il existe d'autres installations nécessaires dont il faut tenir compte. Ceux-ci pour éviter des pertes de charges importantes en eau et par conséquent en énergie que pourrait occasionner la mise hors service.

En général, on place :

- Une chambre de captage ;
- Une chambre de départ ;
- Une chambre de purge ;
- Une chambre de ventouse ;
- Une chambre d'équilibre (brise charge) ;
- Les tuyaux en acier pour protéger les PVC à la traversée d'une rivière.

#### V.2.5.5.2. Chambre de captage

La chambre de captage est un ouvrage qui consiste à la collecte des filets d'eau d'une source et à les amener dans un petit réservoir visitable après chambre collectrice (si on a plusieurs sources) ou dans une chambre de départ dans le cas d'une seule source.

### V.2.5.5.3. La chambre de départ

La chambre de départ est ouvrage le plus souvent construit en moellons pour accueillir les eaux de la chambre de captage. Elle est souvent compartimentée et l'eau passe ensuite au dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ. Le premier facilite la décantation.

### V.2.5.5.4. La chambre de ventouse

La chambre de ventouse est un ouvrage comme celui de purge mais cette fois-ci installé aux différents points hauts du réseau pour évacuer l'air emprisonné dans la conduite.

### V.2.5.5.5. Chambre de purge

La chambre de purge , de vidange ou de décharge est un ouvrage installé au différents points bas du réseaux pour permettre le vidange ou le nettoyage des dépôts solides contenus dans les conduites en cas d'eau très chargée.

### V.2.5.5.6. Chambre d'équilibre (brise charge)

La chambre d'équilibre est un ouvrage construit dans le but d'initialiser les pressions c'est-à-dire les rendre nulles lorsque celles-ci sont supérieures à celles des tuyaux choisis. Cette chambre doit être installée à une altitude moins inférieure que celle de la source, sinon dans le cas contraire, l'eau n'arrive pas.

### V.2.5.5.7. Chambre de vanne et de sectionnement

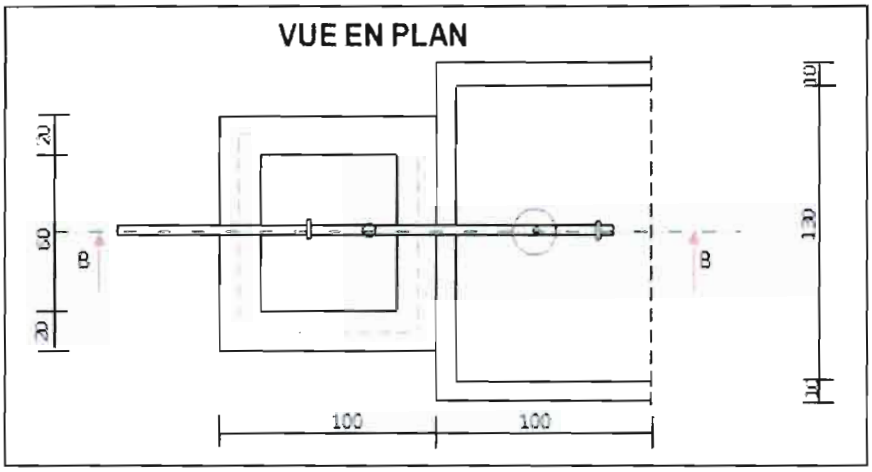
La chambre de vanne et de sectionnement ou chambre de répartition est un ouvrage permettant de répartir le débit dans les différents branchements du réseau. On y installe une Té et des vannes à griserie pour régler le débit dans les différents branchements.

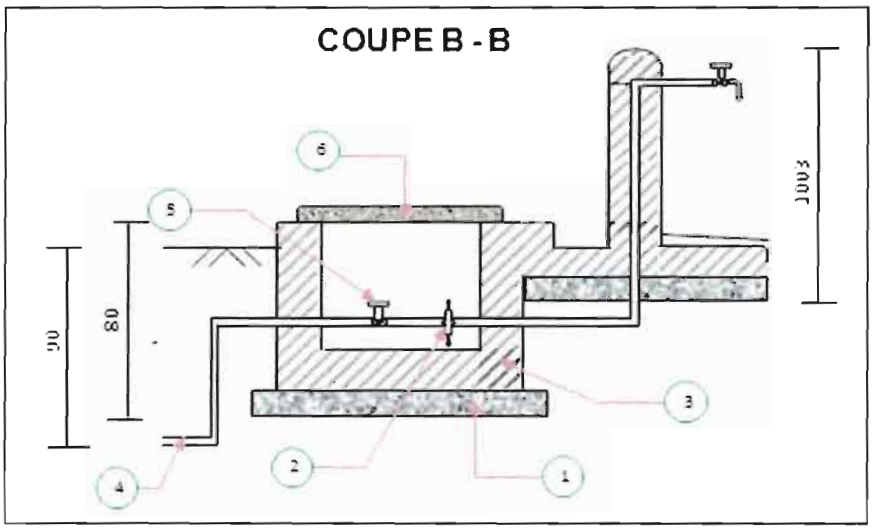
### V.2.5.5.8. Les bornes fontaines

Une borne fontaine est un ouvrage alimenté à partir des réservoirs d'accumulation construits tout près du réseau principal. Elle est constituée par un coffre en fonte abritant une cuvette qui débouche l'extérieur. Le manœuvre d'un bouton ou d'un volant ouvre un clapet et l'eau s'écoule par le dégorgeoir. On distingue des bornes fontaines simples et des bornes fontaines doubles avec des réducteurs de pression.

Les bornes fontaines sont avantageuses :

- Parce qu'on peut fournir l'eau potable à une centaine de personnes par robinet ;
- Dans les régions arides où il y a une pénurie d'eau potable, là où les consommateurs vivent dispersés et où les moyens financiers et techniques sont limités ;
- Dans les quartiers populaires où tout le monde n'est pas capable de faire un branchement privés (ou particulier).




**Légende :**
1. Béton de propreté
2. Réducteur de pression
3. Béton armé
4. Conduite de distributior
5. Robinet
6. Couvercle

*Fig. V.5 : Borne fontaine*

# CHAP VI : ESTIMATION FINANCIERE DU PROJET

## VI.0. Introduction

L'évaluation financière des différentes unités de notre réseau résulte soit d'un choix direct (prix forfaitaire), soit d'un calcul basé sur des données établies sur les plans d'exécution. Un devis estimatif fera objet de notre évaluation partant de même d'un devis descriptif et quantitatif des travaux et des fournitures.

De plus, nous signalons à toute personne ou tout autre service en particulier la DGHER qui pourra se servir de notre étude pour la réalisation de ce projet que la valeur monétaire des travaux et services rendus gratuitement par la population modifie à l'échelle pas moindre l'évaluation des fonds à investir.

Une certaine majoration de 10% sur la valeur trouvée devra être prise en considération pour certains imprévus et fluctuations monétaires. Notons aussi que les coûts trouvés revêtent un caractère indicatif et non pas définitif.

Signalons qu'il existe trois types de devis :

- Devis descriptif
- Devis quantitatif
- Devis estimatif

## VI.1. Devis descriptif

Pour ce qui suit, nous allons utiliser ces sigles :
C.M : Code de mesurage
S.T : Spécifications techniques

### VI.1.1. Captage

#### VI.1.1.1. Terrassement

C.M : au $m^3$ de terre en place et selon les cartes prescrites au plan
S.T : On effectue un terrassement en profondeur et en longueur c'est-à-dire déblayer jusqu'à une profondeur de 0,80m.

#### VI.1.1.2. Pose des tuyaux de captage

### I.2.1. Gravier filtrant

C.M au $m^3$ de gravier mise en œuvre
S.T : en vue d'éviter le contact des tuyaux avec la terre non filtrant, le gravier est posé avant ce qui empêche le bandage des trous captant du tuyau. Ce gravier filtrant aura une épaisseur de 20cm.

### I.2.2. Tuyaux captant

C.M : au mètre linéaire (ml) de tuyaux posés
S.T : On pose le tuyau perforé sur le matériau filtrant (gravier et sable gros)

### I.2.3. Remblais

C.M : au $m^3$ après compactage sauf le matériau filtrant
S.T : après la pose de tuyau, on effectue un remblai avec du gravier filtrant tout au tour du tuyau et on ajoute la terre déblayée.
Ensuite, on met une couche d'argile de 20 cm d'épaisseur suivie au dessus de la terre arable dans laquelle on plante le gazon.

### VI.1.1.3. Chambre de départ

### I.3.1. Terrassement (déblai)

C.M : en quantités présumées (Q.P)

Les terrassements pour fondations sont calculés de la manière suivante :

$$l * L * h$$

Avec :

$l$ : Longueur du béton de propreté sous la semelle

$L$ : Longueur du béton de propreté sous la semelle

$h$ : Hauteur totale de la fouille

S.T : en principe, les terres déblayées vont servir aux remblais compactés.

### I.3.2. Béton de propreté

C.M : au $m^3$ selon les côtes de plans

S.T : composition du béton

- Gravier roulé ou concassé 8/16 : 800 litres
- Sable 0,63/5
- Ciment CPA 45

Le béton de propreté est mis en œuvre sur un sol non remanié sur une épaisseur de $\pm$5cm.

### I.3.3. Béton de forme

C.M : au $m^3$ selon les côtes des plans

S.T : composition du béton

- Gravier 5/25 : 300 litres ;
- Sable 0,63/5 : 400 litres
- Ciment CPA 45 : 250kg.

Les armatures sont de $\phi_8$ avec un espacement de 20cm. Signalons que ce poste comprend le coffrage, le bétonnage et le décoffrage après 24 heures au moins.

### I.3.4. Maçonnerie des parois en moellons

CM : au $m^3$ y compris le rejointoyage pour les parties enterrées et qui ne sont pas en contact avec l'eau.
S.T : Les moellons en pierre de la région de qualité, de forme de plus ou moins régulière et de dimensions variées. La surface qui est en contact avec l'eau et celle enterrée doivent être recouvertes d'enduit étanche (hydrofuge) d'épaisseur 3 cm.

### I.3.5. Dalle en béton armé pour la couverture

C.M : au $m^3$
S.T : composition du béton armé

- Gravier 5/15 : 400 litres
- Gravier 15/25 : 500 litres
- Sable 0,63/5 : 500 litres
- Ciment CPA 45 : 350kg
- Armature : quadrillage $10cm \times 10cm$, $\phi_8$

Ce poste comprend :

- Le décoffrage du fond et des joints ;
- Le bétonnage ;
- Le coffrage du joint après 24 heures au moins ;
- Le décoffrage du joint après 28 jours du bétonnage.

On laisse une ouverture de $60 \times 60cm^2$ dans le couvercle pour accéder à l'intérieur.

### I.3.6. Tuyauterie et accessoires

C.M : forfait pour l'ensemble
S.T : les tuyaux sont posés suivant les plans

Composition des accessoires

- Coude 90° galvanisé ;
- Té galvanisé ;
- Bride taraudée ;
- Robinet vanne avec volant de manœuvre ;
- Passe cloison filetée (1 extrémité) ;
- Passe cloison filetée (2 extrémités) ;
- Crépine inoxydable.

### VI.1.2. Conduite d'alimentation

#### VI.1.2.1. Tranchée de pose des tuyaux (déblais)

C.M : au $m^3$ de terres excavées
S.T : les terres déblayées serviront aux remblais après la pose des tuyaux

- Profondeur de la tranchée est de 80 cm
- Largeur de la tranchée est de 60cm

#### VI.1.2.2. Pose de tuyaux

C.M : au ml des tuyaux posés suivant la nature de tuyaux
S.T : la pose se fait conformément aux précautions prédéfinies
A la traversée d'un cours d'eau, les tuyaux PVC sont recouverts par des gaines en aciers pour éviter les accidents de rupture.

### VI.1.2.3. Remblai des tranchées

C.M : au $m^3$ des terres remblayées et compactées
S.T : les remblais sont des terres en remblais et sont exemptes de matière végétales, bois, gazon, gravats, etc.

Ces terres sont étalées par couche de 20 cm d'épaisseur maximum compactée à l'aide de chaumes et de préférence arrosées pour obtenir un compactage optimum.

### VI.1.2.4. Accessoires à la conduite

#### 4.1. Ventouse

#### 1. Terrassement en remblais

C.M : au $m^3$ de terres excavées
S.T : les déblais sont excavés et exécutés à la main suivant les dimensions sur les plans

#### 2. Béton de propreté

C.M : au $m^3$ selon les côtes des plans ;
S.T : composition

- Gravier 8/16 : 800 litres
- Sable 0,63/5 : 500 litres
- Ciment CPA 45 : 200kg

Ce béton de propreté aura comme épaisseur de $\pm$5cm

#### 3. Béton de forme

C.M : au $m^3$ selon les côtes des plans
S.T : composition

- Gravier 5/25 : 800 litres

- Sable 0,63/5 : 400 litres
- Ciment CPA 45 : 250kg

**4. Maçonnerie en briques de la chambre**

C.M : au $m^3$ net, y compris toutes les injections

L'ouverture du trou de ventilation ne sera pas déduite.

S.T : Les briques doivent être bien cuites et dures, sélectionnée de même format et de même fabrication pour l'ensemble de travaux de maçonnerie.

**5. Dallette en Béton armé**

C.M : au $m^3$

S.T : composition du béton armé

- Gravier 5/16 : 400 litres
- Gravier 16/25 : 500 litres
- Sable 0,63/5 : 500 litres
- Ciment CPA 45 : 350kg
- Armatures : quadrillages $10cm \times 10cm$

  On doit prévoir une ouverture de $60cm \times 60cm$ pour l'accès à l'intérieur

**6. Accessoires des ventouses**

C.M : au forfait pour l'ensemble

S.T : composition des accessoires en fonte ductile

- Bride-emboitement
- Manchette d'ancrage
- Té
- Cou de réduction
- Vanne
- Joint de démontage
- Ventouse

Les échelons métalliques doivent être fixés sur l'une des parois verticales pour permettre l'accès à l'intérieur de la chambre.

## 4.2. Chambre de purge (décharge)

### 1. Terrassement

C.M : au $m^3$ des terres excavées
S.T : Même que les ventouses

### 2. Béton de propreté

Même que les ventouses

### 3. Béton armé pour le fond, les parois et le couvercle de la chambre

C.M : au $m^3$
S.T : composition du béton armé

- Gravier 8/16 : 800 litres
- Sable 0,63/5 : 400 litres
- Ciment CPA 45 : 350kg
- Armatures : quadrillages $10cm \times 10cm;\quad \phi_8$

### 6. Accessoires des décharges

C.M : forfaitaire
S.T : composition

- Bride-emboitement
- Manchette d'ancrage
- Té
- Cou de réduction
- Vanne
- Joint de démontage

### 4.3. Bornes fontaines

**1. Terrassement**

C.M : En quantité présumée (Q.P) au $m^3$ net de terre, mesuré avant l'enlèvement et selon les côtes renseignées aux plans

S.T : Ce terrassement consiste à l'enlèvement de la terre végétale sur une profondeur d'environ 30 cm

**2. Béton de propreté**

Même que les ventouses

**3. Béton armé pour la plate-forme, le pilier du robinet de puisage et la chambre de vannes**

C.M : au $m^3$

S.T : la composition reste la même que tous les résultats en B.A

**4. Accessoires des robinetteries**

C.M : Forfaitaire

S.T : composition

- Joint de démontage
- Robinet vanne
- Réducteur de pression
- Coudes
- Tés
- Manchons
- Robinet de puisage

### VI.1.2.5. Les ouvrages de stockage

**1. Terrassement**

C.M : au $m^3$ de terre

S.T : l'enlèvement de terre végétale et de dessouchage des débris végétaux

**2. Béton de propreté**

C.M : au $m^3$

S.T : composition

- Gravier 8/16 : 800 litres
- Sable 0,63/5 : 500 litres
- Ciment CPA 45 : 200kg

Ce béton de propreté aura comme épaisseur de $\pm 5$cm.

**3. Béton armé de la plate-forme pour la dalle de sol des réservoirs**

C.M : au $m^3$

S.T : composition

- Gravier 5/25 : 800 litres
- Sable 0,63/5 : 400 litres
- Ciment CPA 45 : 350kg
- Armatures : quadrillages $15cm \times 15cm$; $\phi_8$

**4. Maçonnerie des parois en moellons**

C.M : au $m^3$ net y compris le rejointoyage extérieur sur les parois non enterrés

ST : Les moellons en pierre de la région de qualité saine, de forme plus ou moins régulière et dimensions variées

Notons que les surfaces en contact avec l'eau et celles enterrées doivent être recouvertes d'enduit étanche à l'eau (hydrofuge).

**5. Dallette en béton armé pour le couvercle**

C.M : au $m^3$

S.T : composition du béton armé

- Gravier 8/16 : 800 litres
- Sable 0,63/5 : 400 litres
- Ciment CPA 45 : 350kg
- Armatures : quadrillages $10cm \times 10cm$; $\phi_8$

Notons que pour les réservoirs de grande capacité, on doit prévoir des piliers et des poutres pour assurer le renfort de la dalle en béton armé. L'épaisseur de la dalle est dimensionnée suivant les portées rencontrées pour des dalles couvercles.

### 6. Les accessoires de la tuyauterie

C.M : forfaitaire

S.T : composition est suivante :

- Tuyau d'arrivée (partie supérieure)
- Tuyau de distribution (en bas, à environ 50 cm de fond)
- Tuyau de trop-plein (partie supérieure)
- Tuyau de vidange (au fond du réservoir)

Notons que ces tuyaux sont posés conformément aux plans de détails.

## VI.2. Devis quantitatifs

### VI.2.1. Captage

**Terrassement**

Volume déblayé : $1m^3 \times 5{,}8 \times 3{,}8 \times 2{,}5 = 55{,}10m^3$

**Travaux de captage et travaux annexes :**

- Dessouchage et débroussage : $1m^2 \times 20 \times 20 = 400m^2$
- Pose de drain : $26ml$
- Il faut respecter la légèreté de la pente des drains en vue de permettre l'écoulement vers la chambre de départ ;
- Clôture et haie : *1* piquet tous les *3 m*
  Nombre de piquets nécessaires : $(20/3+1)\times 4 = 28\,piquets$
  Clôture
  Fil barbelé : de préférence 3 rangées
  Longueur total : $20 \times 4 \times 3 \times 1m = 240ml$

**2. Chambre de départ**

Décapage de terre végétale : $1m^2 \times (4+1) \times (3+1) \times 0,2 = 4m^3$

Fouille : $1m^3 \times 4 \times 3 \times 2 = 24m^3$

Signalons que les moellons occupent 80% et le mortier 20% du volume de la maçonnerie

Volume maçonnerie : $1m^3 \times (4+2,8) \times 2 \times 2 = 27,2m^3$

Volume moellons : $27,2m^3 \times 0,8 = 21,76m^3$

Volume mortier : $27,2m^3 \times 0,2 = 5,44m^3$

Ciment : $250kg \times 5,44 = 1360kg$

Sable : $5,44m^3$

**Volume du béton**

Béton de propreté : $1m^3 \times 3 \times 4 \times 0,05 = 0,6m^3$

Béton pour radier : $1m^3 \times 3 \times 4 \times 0,2 = 2,4m^3$

Béton pour dalle de couverture : $1m^3 \times 3,8 \times 2,8 \times 0,12 = 1,28m^3$

**Matériaux utilisés**

Ciment : $(2,4+1,28)m^3 \times 350kg/m^3 + 0,6m^3 \times 200kg/m^3 = 1408kg$

Gravier : $0,8m^3 \times (2,4+0,6+1,28) = 3,4m^3$

Sable : $0,4m^3 \times (2,4+0,6+1,28) = 1,71m^3$

Concernant les aciers, nous proposons les aciers $\phi_6$ pour le couvercle et $\phi_8$ pour le radier avec un espacement de 20 cm.

Surface de couvercle : $1m^2 \times 3,8 \times 2,8 = 10,64m^2$

Surface de radier : $1m^2 \times 4 \times 3 = 12m^2$

Nombre d'aciers pour radier : $10ml/m^2 \times 12m^2 \times 1,15 = 138ml$

soit $12\phi_8$ de $12m$

Nombre d'aciers pour couvercle : $10ml/m^2 \times 10,64m^2 \times 1,15 = 122,36ml$

soit $11\phi_6$ de $12m$

Surface coffrée pour dalles de couverture :

$$1m^2 \times [(3,8 \times 2,8) + (3,8 + 2,8) \times 2 \times 0,2] = 13,28m^2$$

Surface coffrée pour radier : $1m^2 \times [(3+4) \times 2 \times 0,2] = 2,8m^2$

Surface totale coffrée : $16,08m^2$

Nombre de planches : $\frac{16,08m^2}{4m \times 0,12m}\text{planches} = 34\text{planches}$

Pour les clous, on prend $0,15kg/m^2$ coffrée

Clous : $0,15kg/m^2 \times 16,08m^2 = 2,5kg$

Pour fil à ligaturer, on a pour :

$$\phi_6 = 0,6222kg/ml$$

$$\phi_8 = 0,0374kg/ml$$

Pour : $\phi_8$ : $138ml \times 0,0374kg/ml = 5,161kg$

Pour : $\phi_6$ : $122,36ml \times 0,0222kg/ml = 2,716kg$

Fil à ligaturer total : $\phi_8$ : $(5,161+2,716)kg \times 1,05 = 8,271kg$

**Matériaux nécessaires**

| **Matériaux** | **Quantités** |
|---|---|
| Ciment | 59 sacs |
| Sable | 7,5 m3 |
| Gravier | 3,42 m3 |
| Moellons | 21,76 m3 |
| Aciers | 12 longueurs de 12 m |
| Aciers | 11 longueurs de 12m |
| Clous | 2,5kg |
| Planches | 34planches |
| Fil à ligaturer | 82,71 |

*Tableau VI.1 : Matériaux pour la chambre de départ*

**Travaux de canalisation**

Certaines formules vont nous aider à calculer les volumes nécessaires :

- Volume de terre excavée : $V_T = H \cdot L \cdot l$
- Volume de conduite : $V_C = \frac{1}{4}\pi \cdot D^2 \cdot L$
- Volume de sable d'enrobage : $V_S = L\left(Hl - \frac{\pi D^2}{4}\right)$
- Volume de déblais excédentaires : $V_d = (V_C + V_S)f$
- Volume des remblais : $V_R = V_T - V_d$

Avec :

$L$: Longueur de tuyaux

$D$: Diamètre de tuyaux

$H$: Largeur de la tranchée

$H'$: Epaisseur de la couche d'enrobage

$f$: Coefficient de foisonnement

| **Diamètre *D(mm)*** | **Epaisseur de la couche d'enrobage** |
|---|---|
| 4" | 0,2 |
| 63 | 0,213 |
| 50 | 0,2 |
| 40 | 0,19 |
| 32 | 0,182 |
| 25 | 0,175 |
| 20 | 0,17 |

*Tableau VI.2 : Epaisseurs des couches d'enrobage*

| D(mm) | L(m) | I(m) | $V_C$ ($m^3$) | $V_T$ ($m^3$) | $V_S$ ($m^3$) | $V_d$ ($m^3$) | $V_R$ ($m^3$) | H |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 63 | 1686 | 0,5 | 5,25 | 674,4 | 174,3 | 224,4 | 450 | 0,8 |
| 50 | 8923,8 | 0,5 | 17,51 | 3569,52 | 875,1 | 999,72 | 2569,8 | 0,8 |
| 40 | 2475 | 0,5 | 3,11 | 990 | 232,02 | 263,91 | 757,98 | 0,8 |
| 32 | 10 | 0,5 | 0,08 | 4 | 0,09 | 1,22 | 2,78 | 0,8 |
| 25 | 20 | 0,5 | 0,09 | 8 | 1,74 | 2,3 | 5,7 | 0,8 |
| 20 | 10 | 0,5 | 0,03 | 4 | 0,84 | 1,09 | 2,91 | 0,8 |
| **TOTAL** | **13124,8** | **-** | **26,07** | **5249,92** | **1283,52** | **1492,64** | **3789,17** | **-** |

*Tableau VI.3 : Synthèse de travaux de canalisation*

**Evaluation de la tuyauterie**

Pour le calcul des conduites et leurs raccords, nous allons prendre une marge de 5% et 3% comme perte en vue de compenser les casses dues à la manutention et au transport.

| Type de conduite | Longueur utile (m) | Nombre de conduites de 6m | Nombre de conduite à commander |
|---|---|---|---|
| AG 4'' | 18 | 3 | 4 |
| PVC $\phi_{63}$ | 1686 | 281 | 304 |
| PVC $\phi_{50}$ | 8923,8 | 1488 | 1608 |
| PVC $\phi_{40}$ | 2475 | 413 | 447 |
| PVC $\phi_{32}$ | 10 | 2 | 3 |
| PVC $\phi_{25}$ | 20 | 4 | 5 |
| PVC $\phi_{20}$ | 10 | 2 | 3 |

*Tableau VI.4 : Récapitulatif des conduites*

## 4. Accessoires à la conduite

### a) Chambre de ventouse et de purge

On décape la terre végétale de 20cm d'épaisseur tout en ajoutant 1 m sur les côtés pour avoir l'espace de travail. La maçonnerie des murs en moellons avec enduit de 2cm. La profondeur de fouille est de 1m.

Signalons que le nombre de ventouses est de 2 et celui de purges est de 4 :

- Volume décapé : $1m^3 \times (2,4 \times 2,2 \times 0,2) \times 6 = 6,34m^3$
- Fouille : $1m^3 \times (1,4 \times 1,2 \times 0,2) \times 6 = 10,08m^3$
- Longueur développée de la base : $1m \times (1,4 \times 1,2) \times 6 = 5,2m$
- Surface totale : $1m^2 \times (5,2 \times 1 \times \times 6) = 31,2m^2$
- Volume de la maçonnerie : $1m^3 \times (0,4 \times 31,2) = 12,48m^3$
- Moellon : $12,48m^3 \times 1,2m^3 / m^3 = 14,98m^3$
- Sable : $12,48m^3 \times 0,35 = 4,37m^3$
- Ciment : $12,48m^3 \times 250kg / m^3 \times 1,15 = 3276kg\ soit\ 66sacs$

Calcul du volume du béton :

- Dalle pour couverture : $1m^3 \times (1,2 \times 1,4 \times 0,12) \times 6 = 1,21m^3$
- Béton de propreté : $1m^3 \times (1,45 \times 1,25 \times 0,05) \times 6 = 0,544m^3$
- Béton pour radier : $1m^3 \times (1,2 \times 1,4 \times 0,2) \times 6 = 2,016m^3$

Les quantités sont :

- Moellons : $3,96m^3$
- Ciment : $29\ sacs$
- Sable : $1,51m^3$
- Gravier : $3,02m^3$

Choix d'armature pour couvercle et radier : $\phi_8$ distant de $20cm$

Surface du couvercle : $1m^2 \times 1,2 \times 1,4 \times 6 = 10,08m^2$

Surface du radier : $1m^2 \times 1,4 \times 1,6 \times 6 = 13,44m^2$

Surface totale : $23,52m^2$

Nombre d'aciers : $10ml/m^2 \times 23,52m^2 \times 1,15 = 270,48ml$ soit $23\phi_8$ de $12m$

Surface à coffrer

- Couvercles : $1m^2 \times [(1,6 \times 1,4) + (1,6 + 1,4) \times 2 \times 0,2] \times 6 = 20,64m^2$
- Radier : $1m^2 \times [(1,8 + 1,6) \times 2 \times 0,2] \times 6 = 8,16m^2$
- Surface totale coffrée : $28,8m^2$
- Nombre de planches : $60\,planches$
- Clous : $4,5kg$
- Fil à ligaturer : $10,2kg$

**Matériaux nécessaires**

| Matériaux | Quantités |
|---|---|
| Ciment | 95sacs |
| Sable | 5,88m$^3$ |
| Gravier | 3,02m$^3$ |
| Moellons | 18,94m$^3$ |
| Aciers | 23 longueurs de 12m |
| Planches | 60 planches |
| Clous | 4,5kg |
| Fil à ligaturer | 10,2kg |

*Tableau VI.5. : Matériaux pour les chambres de ventouses et de purges*

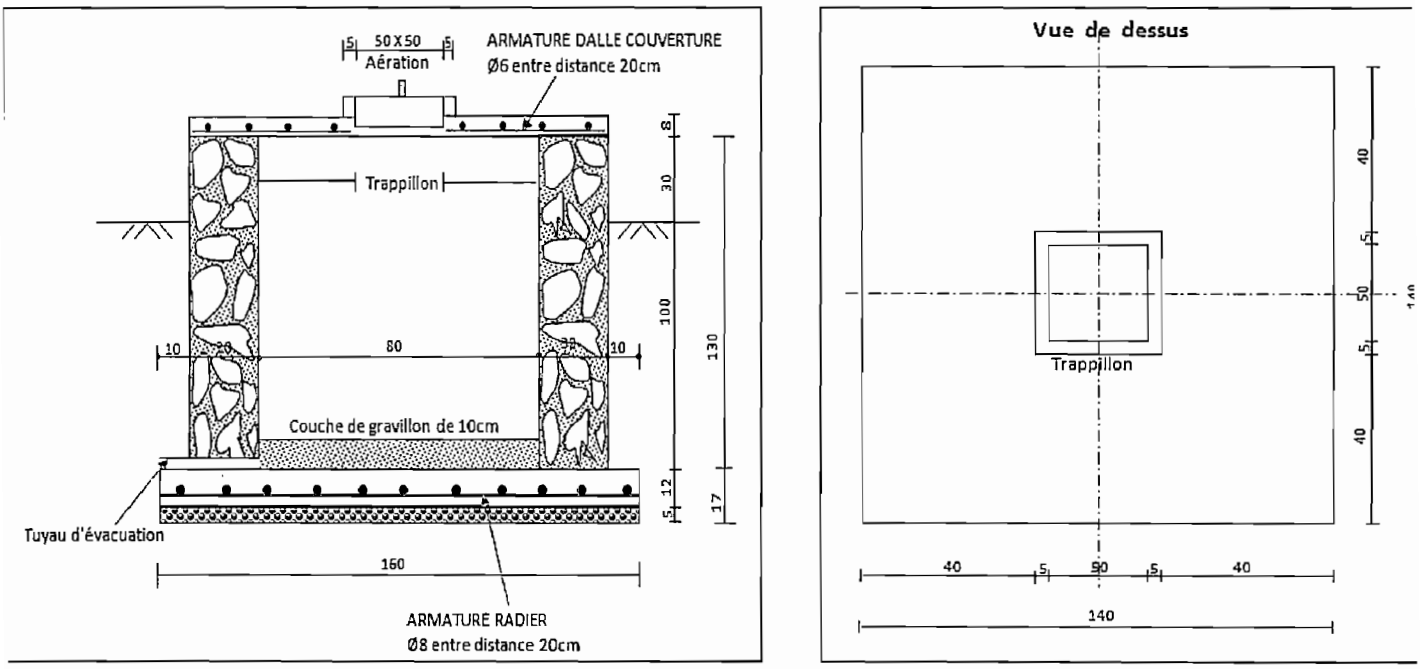



*Fig. VI.1 : Chambre de ventouse ou de purge*

**b) Brises charges**

On a 3 brises charges sur le linéaire de notre projet.

- Volume décapé : $1m^3 \times (2{,}5 \times 2{,}5 \times 0{,}2) \times 3 = 3{,}75m^3$
- Fouille : $1m^3 \times (2{,}30 \times 2{,}30 \times 1{,}15) \times 3 = 18{,}25m^3$
- Longueur développée de la base : $1m \times (2{,}30 + 2{,}30) \times 2 \times 1 = 9{,}2m$
- Surface totale : $1m^2 \times (9{,}2 \times 1 \times 3) = 27{,}6m^2$
- Volume de la maçonnerie : $1m^3 \times (27{,}6 \times 0{,}4) = 11{,}04m^3$
- Moellons : $8{,}83m^3$
- Sable : $4{,}41m^3$
- Ciment : $58sacs$

Calcul du volume du béton

- Dalle pour couvercle : $1m^3 \times (2,10 \times 2,10 \times 0,2) \times 3 = 2,65m^3$
- Béton de propreté : $1m^3 \times (2,3 \times 2,3 \times 0,05) \times 3 = 0,79m^3$
- Béton pour radier : $1m^3 \times (2,3 \times 2,3 \times 0,1) \times 3 = 1,59m^3$

Volume total du béton : $5,03m^3$

Calcul de quantités :

- Ciment : $1278,9kg\ soit\ 26sacs$
- Sable : $2,01m^3$
- Gravier : $4,02m^3$

Armatures : $\phi_8$ avec espacement de $20cm$ :

- Surface du couvercle : $13,23m^2$
- Surface du radier : $18,75m^2$
- Surface totale : $31,98m^2$
- Nombre d'aciers : $10ml/m^2 \times 31,98m^2 \times 1,15 = 367,77ml$ soit $31\phi_8$ de $12m$

Surface à coffrer

- Couvercles : $18,27m^2$
- Radier : $5,52m^2$
- Surface totale coffrée : $23,79m^2$
- Nombre de planches : $50\ planches$
- Clous : $4kg$
- Fil à ligaturer : $15,82kg$

**Matériaux nécessaires**

| Matériaux | Quantités |
|---|---|
| Ciment | 84sacs |
| Sable | 6,42m$^3$ |
| Gravier | 4,02m$^3$ |
| Moellons | 8,83m$^3$ |
| Aciers | 31 longueurs de 12m |
| Planches | 50 planches |
| Clous | 4 kg |
| Fil à ligaturer | 15,82kg |

*Tableau VI.6 : Matériaux pour brise charge*

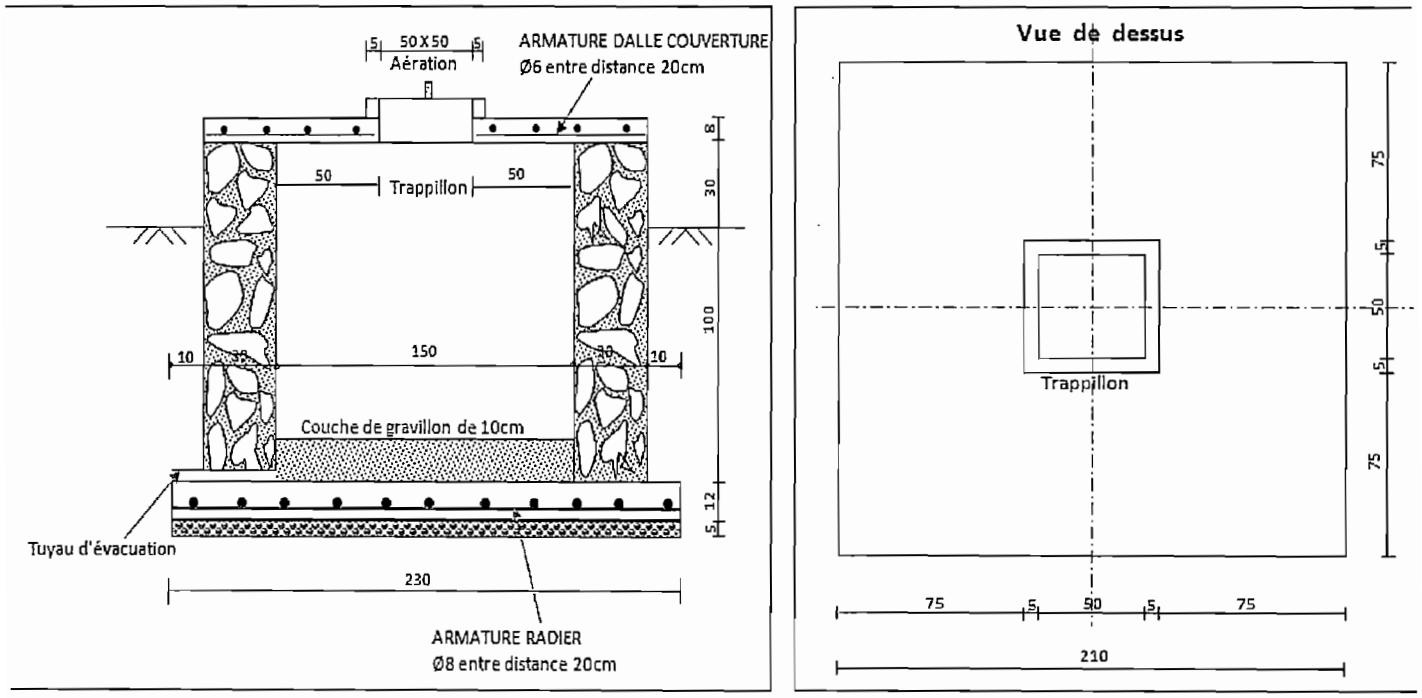



*Fig. VI.2 : Chambre d'équilibre ou brise charge*

**Pour les ouvrages de stockage**

Nous allons regrouper les réservoirs en deux catégories :

- 1 réservoir de $5m^3$ ($R_1$)
- 4 réservoirs de $10m^3$ chacun ($R_2$)

Décapage de la terre végétale $e = 20cm = 0,2m$

- $R_1 = \frac{\pi D^2}{4} * e = \frac{3,14 \times 4,2^2}{4} \times 0,2 = 2,76m^3$
- $R_2 = 14,59m^3$

Volume total décapé : $17,35m^3$

Terrassement en déblai : $e = 40cm = 0,4m$

- $R_1 = 3,21m^3$
- $R_2 = 18,32m^3$

Volume total déblayé : $21,53m^3$

Matériaux pour la maçonnerie

Volume de la maçonnerie en moellons : $e = 40cm$

- $R_1 = \pi * H * D * e = 3,14 \times 3,2 \times 1,61 \times 0,4 = 6,47m^3$
- $R_2 = 36,27m^3$

Volume total de la maçonnerie : $42,74m^3$

Volume du moellon : $51,29m^3$

Volume de sable de mortier : $14,96m^3$

Ciment : $3740m^3$ soit $75sacs$

Volume de l'enduit intérieur :

- $R_1 = \pi * H * D * e = 3,14 \times 3,2 \times 1,61 \times 0,02 = 0,32m^3$

- $R_2 = 1,81 m^3$

Volume total de l'enduit intérieur : $2,13 m^3$

- Ciment : $2,13 m^3 \times 420 kg/m^3 \times 1,05 = 939,33 kg$ soit $19 sacs$
- Sable : $1,7 m^3$

Volume du béton de propreté

- $R_1 = \frac{\pi D^2 e}{4} = \frac{3,14 \times 3,4^2 \times 0,05}{4} = 0,45 m^3$
- $R_2 = 2,79 m^3$

Volume total : $3,24 m^3$

- Ciment : $14 sacs$
- Gravier : $2,6 m^3$
- Sable : $1,3 m^3$

Volume du béton du radier de fondation

- $R_1 = 1,81 m^3$
- $R_2 = 10,15 m^3$

Volume total : $11,96 m^3$

- Ciment : $3767,4 kg$ soit $76 sacs$
- Gravier : $9,57 m^3$
- Sable : $4,79 m^3$

Volume du béton du radier de la couverture

- $R_1 = 1,09 m^3$
- $R_2 = 6,72 m^3$

Volume total : $7,81 m^3$

- Ciment : $2870,2 kg$ soit $58 sacs$

- Gravier : $6,25m^3$
- Sable : $3,12m^3$

Armatures : $\phi_6$ pour dalle de couverture et $\phi_8$ pour radier avec espacement de 20 cm

Surface des dalles de couverture :

- $R_1 = 9,7m^2$
- $R_2 = 50,74m^2$

Surface totale : $59,81m^2$

Nombre d'aciers : $10ml/m^2 \times 59,81m^2 \times 1,15 = 687,82ml$ soit $58\phi_6$ de $12m$

Surface des radiers :

- $R_1 = 10,17m^2$
- $R_2 = 55,92m^2$

Surface totale : $66,09m^2$

Nombre d'aciers : $760,04ml$ soit $64\phi_8$ de $12m$

Coffrage

Surface coffrée pour dalle de couverture

- $R_1 = 10,35m^2$
- $R_2 = 56,80m^2$

Surface coffrée pour radier

- $R_1 = 2,14m^2$
- $R_2 = 10,09m^2$

Surface total coffrée : $79,38m^2$

Nombre de planches : $166\,planches$

Clous fils à ligaturer : $12kg$

$$\left.\begin{array}{l}\text{pour } \phi_6 : 15,2\,kg \\ \text{pour } \phi_8 : 28,4\,kg\end{array}\right\} 43,6\,kg$$

**Matériaux nécessaires**

| **Matériaux** | | **Quantités** |
|---|---|---|
| Ciment | | 242sacs |
| Sable | | 25,07m$^3$ |
| Gravier | | 18,42m$^3$ |
| Moellons | | 51,29m$^3$ |
| Aciers | $\phi_8$ | 64 longueurs de 12m |
| | $\phi_6$ | 58 longueurs de 12m |
| Planches | | 166 planches |
| Clous | | 12 kg |
| Fil à ligaturer | | 43,6kg |

*Tableau VI.7 : Matériaux pour les réservoirs*

**Les bornes fontaines**

Notre réseau comporte 11 bornes fontaines

Décapage de terre végétale : $1m3\times(2+1)\times(2+1)\times 0,2\times 11=19,8m^3$

Fouille : $1m^3\times 2\times 2\times 0,3\times 11=13,2m^3$

Béton de propreté : $1m^3\times 2\times 2\times 0,05\times 11=2,2m^3$

Béton de la plate-forme : $1m^3\times 2\times 2\times 0,15\times 11=6,6m^3$

Béton du pilier pour robinet : $1m^3\times\frac{0,25^2}{4}\times 3,14\times 0,96\times 11=0,52m^3$

soit $61sacs$

Ciment : $1kg\times[(200\times 2,2)+(350\times 6,6)+(250\times 0,52)]\times 1,05=3024kg$

Sable : $1m^3 \times 0,4 \times (2,2+6,6+0,52) = 3,73m^3$

Gravier : $1m^3 \times 0,8 \times 9,32 = 7,46m^3$

Armatures : $\phi_8$ pour piliers

Surface totale des piliers : $1m^2 \times 0,25 \times 3,14 \times 0,96 \times 11 = 8,29m^3$

Armatures : $10ml/m^2 \times 8,29m^2 \times 1,15 = 35,33ml$ de 12m soit $8\phi_8$

**Coffrage**

Surface de la plate-forme : $1m^2 \times 2 \times 0,15 \times 4 \times 11 = 13,2m^2$

Surface totale coffrée : $21,49m^2$

Nombre de planches : $45 planches$

Clous : $3,2kg$

Fil à ligaturer : $3,5kg$

**Matériaux nécessaires**

| **Matériaux** | **Quantités** |
|---|---|
| Ciment | 61sacs |
| Sable | 3,73m$^3$ |
| Gravier | 7,46m$^3$ |
| Aciers $\phi_8$ | 8 longueurs de 12m |
| Fil à ligaturer | 3,5kg |
| Planches | 45 planches |
| Clous | 3,2 kg |

*Tableau VI.8 : Matériaux pour les bornes fontaines*

## VI.3. Devis estimatif

| N° | Désignation de l'ouvrage | Unité | Quantité | P.U (FBU) | P.T (FBU) |
|---|---|---|---|---|---|
| I | **Installation du chantier** | - | FF | - | 1.400.000 |
| | **Sous-total 1** | | | | **1400.00** |
| II | **Captage** | | | | |
| | Dessouchage | $m^2$ | 400 | 1.000 | 400.000 |
| | Décapage | $m^3$ | 80 | 2.000 | 160.000 |
| | Fouille | $m^3$ | 5510 | 6.000 | 330.000 |
| | Drain captant | ml | 26 | 30.000 | 780.000 |
| | Gravier filtrant | $m^3$ | 6 | 18.500 | 111.000 |
| | Piquet de bois | pièces | 28 | 600 | 16.800 |
| | Fil de fer barbelé | ml | 240 | 1940 | 465.600 |
| | Matériaux de remblai | $m^3$ | 68 | 3.000 | 204.000 |
| | Engazonnement | $m^2$ | 400 | 350 | 140.000 |
| | Moellon | $m^3$ | 21,76 | 25.000 | 544.000 |
| | Gravier | $m^3$ | 3,42 | 20.000 | 68.400 |
| | Sable | $m^3$ | 9,15 | 14.000 | 128.100 |
| | Argile | $m^3$ | 4,7 | 5.800 | 27.260 |
| | Ciment | sacs | 59 | 25.500 | 1.504.500 |
| | Armatures $ø_6$ | pièces | 11 | 8.500 | 9350 |
| | Armatures $ø_8$ | pièces | 12 | 10.500 | 126.000 |
| | Fil à ligaturer | kg | 8,27 | 3.200 | 26.464 |
| | Planches | planches | 34 | 4.000 | 136.000 |
| | Perches | perches | 13 | 1.250 | 16.280 |
| | clous | kg | 2,5 | 2.800 | 7.000 |
| | tuyauteries et accessoires | | FF | - | 750.000 |
| | **Sous – total 2** | | | | **6.877.004** |
| III | **Travaux de canalisation** | | | | |
| | Fouille de canalisation | $m^3$ | 5.249,92 | 4.500 | 23.624.640 |
| | Lit de sable de pose | $m^3$ | 1.283,52 | 8.700 | 11.166.624 |
| | Pose de conduite | ml | 13.124,8 | 1.500 | 19.687.200 |
| | **Sous-total 3** | | | | **54.478.464** |
| | **Achat des transports des tuyaux** | | | | |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | AG 4" | pièce | 4 | 120.000 | 480.000 |
| | PVC $ø_{63}$ PN10 | pièce | 304 | 25500 | 7.752.000 |
| | PVC $ø_{50}$ PN16 | pièce | 982 | 16500 | 16.203.00( |
| | PVC $ø_{50}$ PN10 | pièce | 626 | 15000 | 9.390.000 |
| | PVC $ø_{40}$ PN10 | pièce | 447 | 12500 | 5.587.500 |
| | PVC $ø_{32}$ PN16 | pièce | 3 | 12200 | 30.600 |
| | PVC $ø_{25}$ PN16 | pièce | 5 | 8500 | 42.500 |
| | PVC $ø_{20}$ PN16 | pièce | 3 | 6000 | 18.000 |
| | Colle tangit | l | 54 | 18500 | 999.000 |
| | Accessoires de la tuyauterie | | FF | | 850.000 |
| | **Sous – total 4** | | | | **41.352.600** |
| **IV** | **Accessoires à la conduite d'Alimentation** | | | | |
| | *1. Ventouses et purges* | | | | |
| | Décapage | $m^3$ | 6,39 | 2.000 | 12.680 |
| | Fouille | $m^3$ | 10,08 | 6.000 | 60.480 |
| | Moellons | $m^3$ | 18,94 | 25.000 | 473.500 |
| | Sable | $m^3$ | 5,88 | 14.000 | 82.320 |
| | Gravier | $m^3$ | 3,02 | 20.000 | 60.400 |
| | Ciment | sacs | 95 | 25.500 | 2.422.500 |
| | Armature $ø_8$ | pièces | 23 | 10.500 | 241.500 |
| | Fil à ligaturer | kg | 10,2 | 3.200 | 32.640 |
| | Planches | planches | 60, | 4.000 | 240.000 |
| | Clous | kg | 4,5 | 2.800 | 12.600 |
| | Accessoires de la tuyauterie | - | FF | - | 550.000 |
| | **Sous-total 5** | | | | **4.188.620** |
| | *2. Brises charges* | | | | |
| | Décapage | $m^3$ | 3,75 | 2.000 | 7.500 |
| | Fouille | $m^3$ | 18,25 | 6.000 | 109.500 |
| | Moellons | $m^3$ | 8,83 | 25.000 | 220.750 |
| | Sable | $m^3$ | 6,42 | 14.000 | 89.880 |
| | Gravier | $m^3$ | 4,02 | 20.000 | 80.400 |
| | Ciment | sacs | 84 | 25.500 | 2.142.000 |
| | Armature $ø_8$ | pièces | 31 | 10.500 | 325.500 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Fil à ligaturer | kg | 15,82 | 3.200 | 50.624 |
| | Planches | planches | 50 | 4.000 | 200.000 |
| | Clous | kg | 4 | 2.800 | 11.200 |
| | Accessoires de la tuyauterie | | FF | - | 280.000 |
| | **Sous-total 6** | | | | **3.517.35** |
| **V.** | **Ouvrages de stockage** | | | | |
| | Décapage | $m^3$ | 17,35 | 2.000 | 34.700 |
| | Fouille | $m^3$ | 21,53 | 6.000 | 129.180 |
| | Moellons | $m^3$ | 51,29 | 25.000 | 1.276.75( |
| | Sable | $m^3$ | 25,07 | 14.000 | 350.980 |
| | Gravier | $m^3$ | 18,42 | 20.000 | 368.400 |
| | Ciment | sacs | 242 | 25.500 | 6.171.000 |
| | Armature $ø_8$ | pièces | 64 | 10.500 | 672.000 |
| | Armature $ø_6$ | pièces | 58 | 8.500 | 493.000 |
| | Fil à ligaturer | kg | 43,6 | 3.200 | 139.520 |
| | Planches | planches | 166 | 4.000 | 664.000 |
| | Perches | perches | 61 | 1.250 | 76.250 |
| | Clous | kg | 12 | 2.800 | 33.600 |
| | Accessoires de la tuyauterie | - | FF | - | 1.500.000 |
| | **Sous-total 7** | | | | **11.909.38** |
| **VI** | **Bornes fontaines** | | | | |
| | Décapage | $m^3$ | 19,8 | 2.000 | 39.600 |
| | Terrassement | $m^3$ | 13,2 | 6.000 | 79.200 |
| | Sable | $m^3$ | 3,73 | 25.000 | 52.220 |
| | Gravier | $m^3$ | 7,46 | 14.000 | 149.200 |
| | Ciment | sacs | 61 | 25.500 | 1.555.500 |
| | Armature $ø_8$ | pièces | 8 | 10.500 | 84.000 |
| | Fil à ligaturer | kg | 3,5 | 3.200 | 11.200 |
| | Planches | planches | 45 | 4.000 | 1.800.000 |
| | Clous | kg | 3,2 | 2.800 | 8.960 |
| | Accessoires de la tuyauterie et robinetteries | - | FF | - | 970.000 |
| | **Sous-total 8** | | | | **3.219.880** |
| **VII** | **Nettoyage du chantier et mise en** | | FF | | 600.000 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **œuvre** | | | | |
| | **Sous-total 9** | | | | 600.000 |
| | **T( 1+2+3+4+5+6+7+8+9)** | | | | 127.543.30 |
| | **Main d'œuvre (25%)** | | | | 31.885.825 |
| | **Imprévus (10%)** | | | | 12.754.330 |
| **TOTAL** | | | | | **172.183.45** |

Nous disons une somme de ***cent septante deux millions cent quatre vingt trois milles quatre cent cinquante sept*** francs burundais (hors TVA)

*Tableau VI.9 : Devis estimatif du projet*

## VI.4. Main d'œuvre et matériel

### VI.4.1. Main d'œuvre

On distingue deux catégories de main- d'œuvre :

- *Main d'œuvre productive* : Elle est constituée par les ouvriers qui participent directement à la mise en œuvre des matériaux. Ces ouvriers sont classés suivant leurs qualifications et leurs spécialisations en expérience.
- *La main d'œuvre improductive et d'encadrement* : Cette dernière ne participe pas directement à la mise en œuvre des matériaux, mais pourtant elle y contribue d'une autre manière.

Main d'œuvre improductive

- Chef d'équipe
- Pointeur
- Magasinier
- Chauffeur

Main d'œuvre d'encadrement

- Ingénieur des travaux
- Chef de chantier
- Superviseur

### VI.4.2. Matériel de chantier

Pour notre projet, certains matériels sont nécessaires surtout :

- Haies, pelles, pics, machettes, marteau masse ;
- Brouettes, sceaux ;
- Camions bennes ;
- Matériels de plomberie.

L'action du secteur de la construction (ASECO) donne les critères d'évaluation de la main d'œuvre sur le temps d'exécution moyen (TEM)

- Terrassement : $3m^3$/j/ouvrier
- Mise en place du lit de pose et bonne terre : $2m^3$/ouvrier/j
- Mise en place de conduites : 119m/2ouvriers/j
- Mise en œuvre de la maçonnerie en moellons
- Le coffrage : $4m^2$/ouvrier/j
- Le ferraillage : 25m/ouvrier/j
- L'enduit intérieur taloché : $5m^2$/j/ouvrier
- Le bétonnage : $1m^3$/ouvrier/j

Le tableau suivant montre la répartition des tâches, leurs délais d'exécution ainsi que la main d'œuvre nécessaire.

| Désignation des travaux | Unités | Quantités | TEM | Temps (h) | Semaines /ouvrier | Semaines planifiées | Effectifs ouvriers |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Installation du chantier | FF | - | - | - | - | 1 | - |
| Décapage de la terre végétale | m3 | 106,34 | 1,5 | 159,51 | 4 | 1 | 4 |
| Fouille de la canalisation et des ouvrages du génie civil | m3 | 5249,92 | 3 | 15749,76 | 394 | 10 | 40 |
| Pose de lit de sable pour enrobage | $m^3$ | 1293,52 | 2,5 | 3233,8 | 81 | 5 | 17 |
| Pose de conduites | ml | 13124,8 | 0,5 | 6562,4 | 165 | 5 | 33 |
| Remblayage et étalage | $m^3$ | 3789,17 | 4 | 15156,68 | 379 | 4 | 94 |
| Maçonnerie en moellons | $m^3$ | 100,82 | 20 | 2016,4 | 51 | 3 | 17 |
| Coffrage | $m^2$ | 169,54 | 2 | 339,08 | 9 | 3 | 3 |
| Ferraillage | kg | 836,78 | 0,3 | 251,03 | 7 | 3 | 3 |
| Bétonnage | $m^3$ | 45,41 | 20 | 908,2 | 23 | 3 | 8 |

*Tableau VI.10 : Répartition des tâches*

## VI.5. Planning des travaux

Dans le domaine de la construction, il est indispensable de travailler suivant les délais d'exécution. Il faut donc assurer une meilleure organisation des travaux et une meilleure utilisation de la main d'œuvre disponible.

La planification qui est la prévision, la connaissance des obstacles pour l'avancement des activités à exécuter, a pour but de donner l'information nécessaire sur les activités à réaliser. Chaque activité doit être déterminée et détaillée selon sa phase d'exécution.

On distingue différents types de plannings, mais pour notre projet, nous choisissons néanmoins la méthode de planning classique à barres horizontales appelée aussi graphique de GANTT.

Cette méthode est purement simple tant au niveau de sa présentation qu'au niveau de sa lecture. C'est un graphique à deux entrées :

- En ordonnée : désignation des phases des travaux dans l'ordre technique de leur déroulement
- En abscisse : les périodes prévues pour l'exécution de ces travaux.

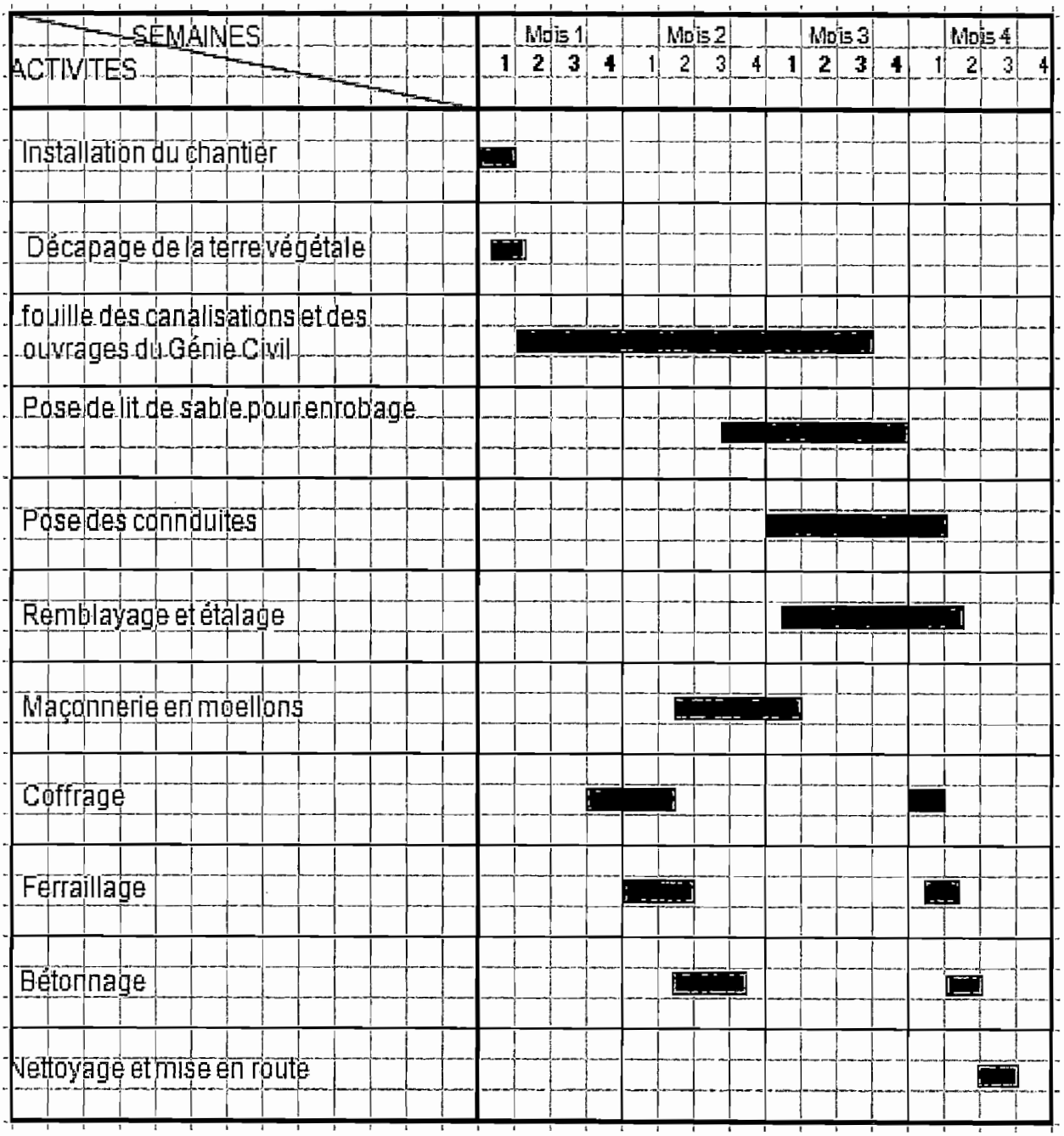



*Fig.VI.3 : Planning des travaux*

# CHAP VII : ENTRETIEN ET GESTION DU RESEAU

## VII.1. Introduction

Dès le début de notre travail, nous avons indiqué qu'il s'agit d'une alimentation en eau potable dans le milieu rural et plus précisément cas du réseau NUMBWE-MUZI de la commune BURAMBI province BURURI.

Afin de permettre un bon fonctionnement du réseau de façon durable, il est impératif d'exiger un suivi et un entretien rigoureux aux utilisateurs et aux responsables de la Régie Communale de l'Eau ainsi qu'à tout autre administratif de la circonscription considérée.

## VII.2. Maintenance et entretien

D'une façon globale, on constate que l'exploitation et l'entretien du réseau posent beaucoup de problèmes surtout en ce qui concerne l'alimentation en eau potable des zones rurales des pays en voie de développement comme le Burundi. C'est pour cela qu'il est rare d'y trouver des villages dont les réseaux fonctionnent normalement comme prévu lors de l'élaboration du projet et aussi fréquent d'y trouver des installations plus ou moins récentes qui ne fonctionnent pas du tout.

Cependant, il semble que les villageois apprécient mieux leurs réseaux, en font un meilleur usage, les exploitent et les entretiennent plus efficacement lorsqu'ils ont contribué au coût de la construction. Il est alors possible de sensibiliser les villageois pour qu'ils participent volontairement et gratuitement à la construction du réseau. Ils devraient aussi s'entendre et fixer une petite somme forfaitaire par ménage et par mois dans le but d'assurer le fonctionnement du réseau.

De ce fait, des comités de gestion pourraient être mis en place sous la surveillance et le contrôle des responsables de la Régie Communale de l'Eau (R.C.E).

# RECOMMANDATIONS ET CONCLUSION GENERALE

## 1. Recommandations

Au terme de ce travail, certaines recommandations sont d'une importance capitale. Ainsi, reconnaissant que tout ouvrage non entretenu se détériore très rapidement et qu'un réseau d'adduction non entretenu peut être dangereux pour la vie des bénéficiaires même si l'eau se présente continuellement dans les robinets, nous recommandons ce qui suit :

A l'Etat :

- D'engager et de former un personnel local qui pourra suivre et veiller sur l'entretien pour intervenir au moment opportun ;
- D'évaluer et de rentabiliser au maximum toutes les ressources en eau pour alimenter les zones rurales non desservies en eau potable ;
- De penser à la construction des centrales et des microcentrales hydroélectriques pour améliorer le bien être de la population et faire une alimentation par pompage car certaines zones ne sont accessibles par des réseaux gravitaires.

A la Régie Communale de l'Eau (R.C.E) :

- De sensibiliser les bénéficiaires à la prise de conscience sur la bonne gestion des infrastructures reçues ;
- D'assurer la protection, l'entretien et la réparation.

## 2. Conclusion générale

Comme l'eau potable est indispensable à la vie humaine et surtout dans la lutte contre les maladies des mains sales, notre travail de fin d'études vient pour apporter une contribution visant à remédier à la carence d'eau potable qui se remarque dans la commune BURAMBI.

L'évaluation des besoins en eau de la population à alimenter nous a rassuré que le débit de la source RYAGAKINDO I va sans doute suffire pour

alimenter les localités que nous avons considérées dans ce travail. Il a été démontré que le débit capté est inférieur au débit minimum que la source donne à l'étiage, ceci pour que l'environnement soit préservé.

Ne prétendant pas avoir traité à fond notre sujet en raison de sa complexité, nous encourageons les contributions et les compléments d'autres chercheurs et nous espérons que le présent travail servira de référence aux autres chercheurs qui traiteront un sujet semblable.

# BIBLIOGRAPHIE


## I. Ouvrages utilisés

1. André DUPONT : Hydraulique urbaine, ouvrages et distribution (Tome I et II) ; éd. Eyrolles, Paris 1979-1981
2. Jacques BONNIN : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles 1977.
3. SKATT : Manuel technique pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, St. Gall 1985.
4. WAGNER E.G : Approvisionnement en eau des zones rurales et des petites agglomérations, Genève, 1961.

## II. Notes de cours

1. HICINTUKA Athanase : Cours d'Hydraulique Urbaine, U.B, III$^{ème}$G.C, ITS
2. KANTUNGEKO Ferdinand : Métré et Etudes des Prix, U.B, IV$^{ème}$ G.C, ITS
3. NDUWIMANA Richard : Cours de Béton Armé, U.B
4. NIYONZIMA William : Cours d'Hydraulique Générale, U.B, II$^{ème}$G.C, ITS

## III. Projets de fin d'études

1. BATUNGWANAYO Désiré et HAVYARIMANA Oswald : Projet d'alimentation en eau potable en milieu rural : cas du réseau RUSHIKA-KARINZI en commune MUSIGATI, province BUBANZA, projet de fin d'études, U.B, 2009.
2. HAKIZIMANA Fidèle et HEZAGIRE Zépherin : Etude d'alimentation en eau potable de la commune BUTIHINDA en province de MUYINGA, réseau KAMARAMAGAMBO – MUREHE – TANGARA – UWINGOMA – RABIRO – KOBERO : projet de fin d'études, U.B, 2010.
3. IRADUKUNDA Emile et NTIZONKIZA Jean-Baptiste : Etude d'alimentation en eau potable du réseau KAGOMA – NYABIKENKE en commune NYAMURENZA de la province NGOZI, projet de fin d'études, U.B, 2009.
4. NAHIMANA Fabrice : Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable pour le réseau MUYEBE-RUZIBA ; projet de fin d'études, U.B, 2010.

# ANNEXES

## 1 Dimensions nominales de barres d'acier

| diamètre nominal ; mm | périmètre U cm | section $A_s$ cm² | poids au m. l. G kg/m |
|---|---|---|---|
| 6 | 1,89 | 0,283 | 0,222 |
| 8 | 2,51 | 0,503 | 0,395 |
| 10 | 3,14 | 0,785 | 0,617 |
| 12 | 3,77 | 1,13 | 0,888 |
| 14 | 4,40 | 1,54 | 1,21 |
| 16 | 5,03 | 2,01 | 1,58 |
| 18 | 5,65 | 2,54 | 2,00 |
| 20 | 6,28 | 3,14 | 2,47 |
| 22 | 6,91 | 3,80 | 2,98 |
| 25 | 7,85 | 4,91 | 3,85 |
| 28 | 8,80 | 6,16 | 4,83 |

## 2 Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres

| diamètre $\phi_s$ [mm] | nombre de barres 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 0,3 | 0,6 | 0,9 | 1,1 | 1,4 | 1,7 | 2,0 | 2,3 | 2,5 | 2,8 |
| 8 | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 |
| 10 | 0,8 | 1,6 | 2,4 | 3,1 | 3,9 | 4,7 | 5,5 | 6,3 | 7,1 | 7,9 |
| 12 | 1,1 | 2,3 | 3,4 | 4,5 | 5,7 | 6,8 | 7,9 | 9,1 | 10,2 | 11,3 |
| 14 | 1,5 | 3,1 | 4,6 | 6,2 | 7,7 | 9,2 | 10,8 | 12,3 | 13,9 | 15,4 |
| 16 | 2,0 | 4,0 | 6,0 | 8,0 | 10,1 | 12,1 | 14,1 | 16,1 | 18,1 | 20,1 |
| 18 | 2,5 | 5,1 | 7,6 | 10,2 | 12,7 | 15,3 | 17,8 | 20,4 | 22,9 | 25,5 |
| 20 | 3,1 | 6,3 | 9,4 | 12,6 | 15,7 | 18,6 | 22,0 | 25,1 | 28,3 | 31,4 |
| 22 | 3,8 | 7,6 | 11,1 | 15,2 | 19,0 | 22,8 | 26,6 | 30,4 | 34,2 | 38,0 |
| 25 | 4,9 | 9,8 | 14,7 | 19,6 | 24,6 | 29,5 | 34,4 | 39,3 | 44,2 | 49,1 |
| 28 | 6,2 | 12,3 | 18,5 | 24,6 | 30,8 | 36,9 | 43,1 | 49,3 | 55,4 | 61,6 |

## 3 Nombre maximal de barres par nappe dans la largeur $b_o$, pour un enrobage des cadres de 2 cm

| largeur de nappe $b_o$ en cm | diamètre $\phi_s$ [mm] 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 | 28 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 15 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 20 | 5 | 5 | (5) | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 |
| 25 | 7 | 6 | 6 | (6) | 5 | 5 | (5) | 4 | (4) |
| 30 | (9) | 8 | 7 | 7 | (7) | 6 | (6) | 5 | 4 |
| 35 | 10 | (10) | 9 | 8 | 8 | (8) | 7 | 6 | 5 |
| 40 | 12 | 11 | 10 | 10 | 9 | 9 | 8 | 7 | 6 |
| 45 | (14) | (13) | 12 | 11 | (11) | 10 | 9 | 8 | 7 |
| 50 | 15 | 14 | 13 | (13) | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 |
| 60 | (19) | 17 | 16 | 15 | (15) | 14 | 13 | 11 | 10 |
| diamètre considéré des cadres, $\phi_{se}$ : | $\phi_{st}$ 8 mm | | | | | | | $\phi_{st}$ 10 mm | |

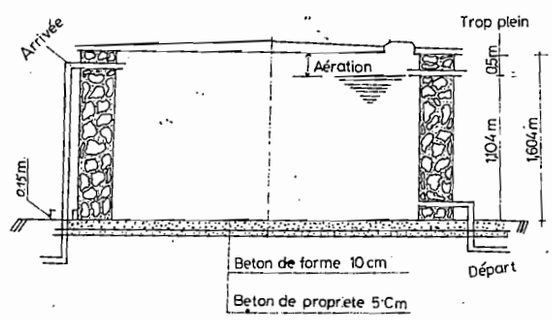
## 4 Sections des barres (en cm²/m) en fonction de l'écartement, pour 1 m de largeur de dalle

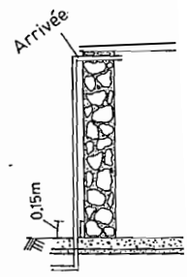
| écartement s (cm) | diamètre (mm) 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 | 28 | nombre de barres par m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6,0 | 4,71 | 8,38 | 13,09 | 18,85 | 25,66 | 33,52 | 42,41 | 52,36 | 63,36 | 81,83 | 102,67 | 16,7 |
| 6,5 | 4,35 | 7,73 | 12,08 | 17,40 | 23,68 | 30,95 | 39,15 | 48,33 | 58,48 | 75,54 | 94,77 | 15,4 |
| 7,0 | 4,04 | 7,18 | 11,22 | 16,16 | 21,99 | 28,73 | 36,36 | 44,87 | 54,30 | 70,14 | 88,00 | 14,3 |
| 7,5 | 3,77 | 6,70 | 10,47 | 15,08 | 20,52 | 26,81 | 33,93 | 41,88 | 50,81 | 65,47 | 82,13 | 13,4 |
| 8,0 | 3,53 | 6,28 | 9,82 | 14,14 | 19,24 | 25,14 | 31,81 | 39,26 | 47,51 | 61,38 | 77,00 | 12,5 |
| 8,5 | 3,33 | 5,91 | 9,24 | 13,31 | 18,11 | 23,66 | 29,94 | 36,95 | 44,72 | 57,76 | 72,47 | 11,8 |
| 9,0 | 3,14 | 5,59 | 8,73 | 12,57 | 17,10 | 22,34 | 28,28 | 34,90 | 42,23 | 54,56 | 68,44 | 11,1 |
| 9,5 | 2,98 | 5,29 | 8,27 | 11,90 | 16,20 | 21,17 | 26,79 | 33,06 | 40,01 | 51,68 | 64,84 | 10,5 |
| 10,0 | 2,83 | 5,00 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 25,45 | 31,41 | 38,01 | 49,10 | 61,60 | 10,0 |
| 10,5 | 2,69 | 4,79 | 7,48 | 10,77 | 14,66 | 19,15 | 24,24 | 29,91 | 36,20 | 46,76 | 58,67 | 9,5 |
| 11,0 | 2,57 | 4,57 | 7,14 | 10,28 | 13,99 | 18,28 | 23,14 | 28,55 | 34,55 | 44,64 | 56,00 | 9,1 |
| 11,5 | 2,46 | 4,37 | 6,83 | 9,84 | 13,39 | 17,49 | 22,13 | 27,31 | 33,05 | 42,70 | 53,57 | 8,7 |
| 12,0 | 2,36 | 4,19 | 6,54 | 9,42 | 12,83 | 16,76 | 21,21 | 26,17 | 31,67 | 40,92 | 51,33 | 8,3 |
| 12,5 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,09 | 20,36 | 25,13 | 30,41 | 39,28 | 49,28 | 8,0 |
| 13,0 | 2,17 | 3,87 | 6,04 | 8,70 | 11,84 | 15,47 | 19,58 | 24,16 | 29,24 | 37,77 | 47,38 | 7,7 |
| 13,5 | 2,09 | 3,72 | 5,82 | 8,38 | 11,40 | 14,90 | 18,85 | 23,27 | 28,16 | 36,37 | 45,63 | 7,4 |
| 14,0 | 2,02 | 3,59 | 5,61 | 8,08 | 11,00 | 14,36 | 18,18 | 22,44 | 27,15 | 35,07 | 44,00 | 7,1 |
| 14,5 | 1,95 | 3,47 | 5,42 | 7,80 | 10,62 | 13,87 | 17,55 | 21,66 | 26,21 | 33,86 | 42,48 | 6,9 |
| 15,0 | 1,89 | 3,35 | 5,24 | 7,54 | 10,26 | 13,41 | 16,97 | 20,94 | 25,34 | 32,73 | 41,07 | 6,7 |
| 15,5 | 1,82 | 3,24 | 5,07 | 7,30 | 9,93 | 12,97 | 16,42 | 20,27 | 24,52 | 31,68 | 39,74 | 6,5 |
| 16,0 | 1,77 | 3,14 | 4,91 | 7,07 | 9,62 | 12,57 | 15,90 | 19,64 | 23,76 | 30,69 | 38,50 | 6,3 |
| 16,5 | 1,71 | 3,05 | 4,76 | 6,85 | 9,33 | 12,19 | 15,42 | 19,04 | 23,04 | 29,76 | 37,33 | 6,1 |
| 17,0 | 1,66 | 2,96 | 4,62 | 6,65 | 9,05 | 11,83 | 14,97 | 18,48 | 22,36 | 28,88 | 36,24 | 5,9 |
| 17,5 | 1,62 | 2,87 | 4,49 | 6,46 | 8,79 | 11,49 | 14,54 | 17,95 | 21,72 | 28,06 | 35,20 | 5,7 |
| 18,0 | 1,57 | 2,79 | 4,36 | 6,28 | 8,55 | 11,17 | 14,14 | 17,46 | 21,12 | 27,28 | 34,22 | 5,6 |
| 18,5 | 1,53 | 2,72 | 4,25 | 6,11 | 8,32 | 10,87 | 13,76 | 16,94 | 20,55 | 26,54 | 33,30 | 5,4 |
| 19,0 | 1,49 | 2,65 | 4,13 | 5,95 | 8,10 | 10,58 | 13,39 | 16,54 | 20,01 | 25,84 | 32,42 | 5,3 |
| 19,5 | 1,45 | 2,58 | 4,03 | 5,80 | 7,89 | 10,31 | 13,05 | 16,11 | 19,49 | 25,18 | 31,59 | 5,1 |
| 20,0 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,69 | 10,05 | 12,72 | 15,71 | 19,01 | 24,55 | 30,80 | 5,0 |

* Tableau : Barres d'acier ;
diamètres nominaux, masses, sections

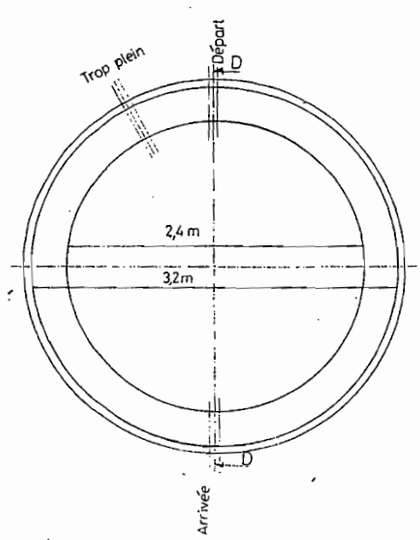
# R 5 m³

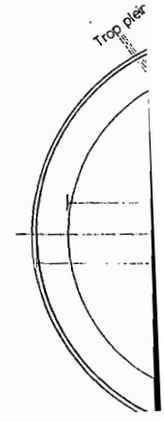
COUPE D-D



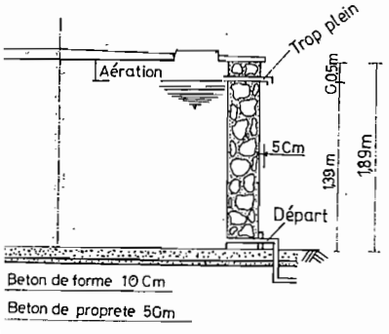

VUE EN PLAN



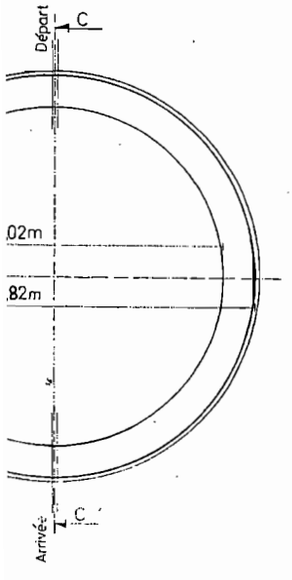



# R 10 m³

OUPE C-C




UE EN PLAN



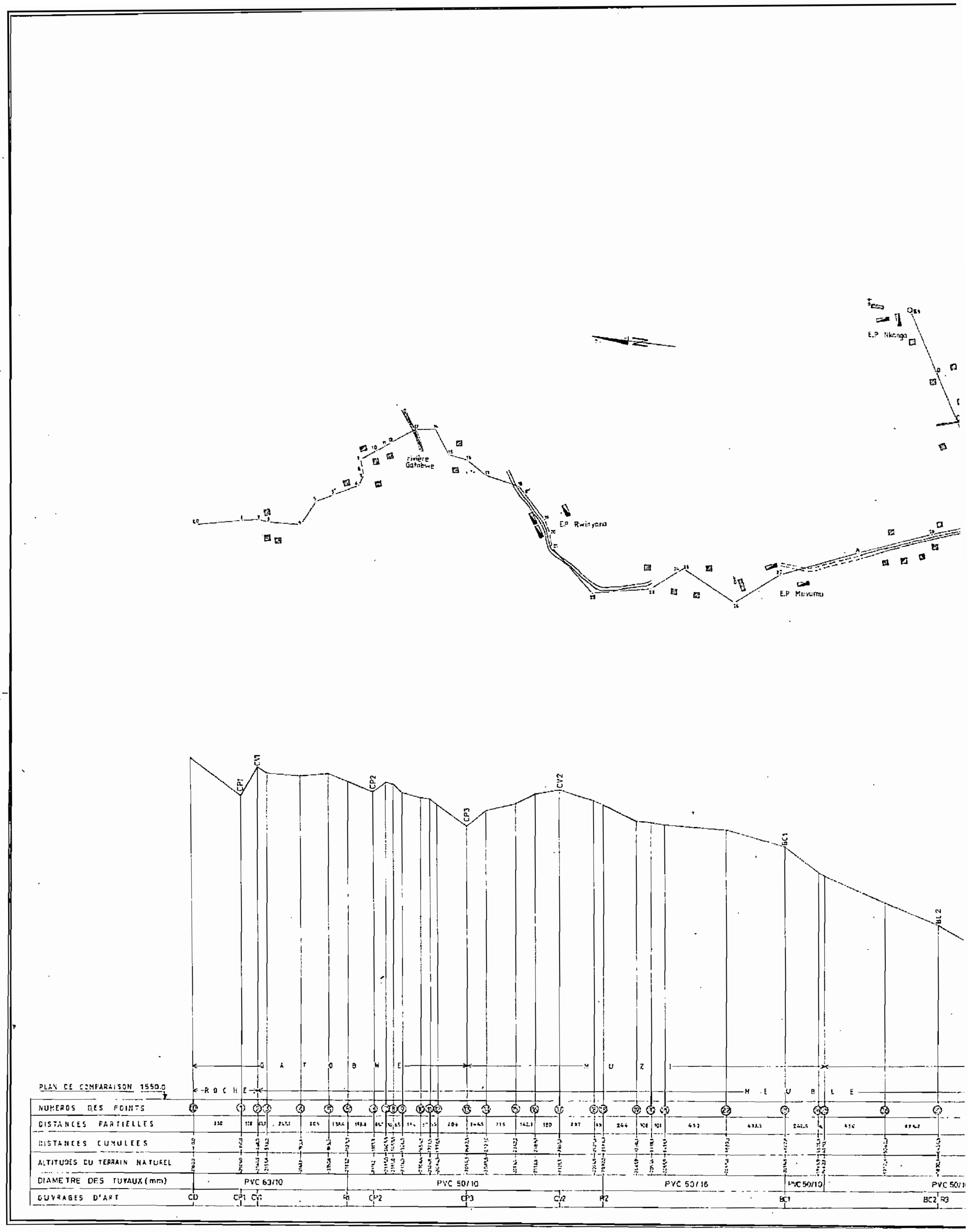

REPUBLIQUE DU BURUNDI

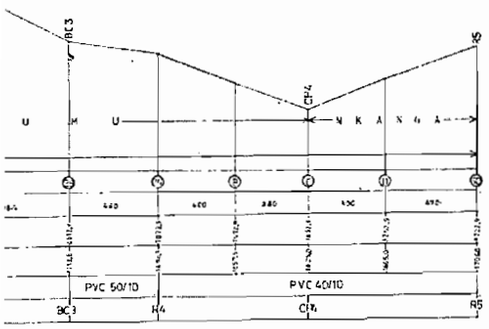
UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET: PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL CAS DE RESEAU NUMBWE MUZI EN COMMUNE BURAMBI PROVINCE BURURI

| CONTENU | ECHELLE |
|---|---|
| VUE EN PLAN ET COUPE DES DIFFERENTS RESERVOIRS DU PROJET | 1/20 |
| REALISE PAR: Rémy NDAYIZAMBA<br>Dieudonné SIDOMANA<br>DIRIGE PAR: Ir & M.c William NYONZIMA<br>MODERATEUR: | DATE<br>Janvier 201. |


E.P Nkanga
rivière
E.P Rwinyana
E.P Muvumo
CP1
CV1
CP2
CP3
CV2
BC1
PLAN DE COMPARAISON 1550.0
NUMEROS DES POINTS
DISTANCES PARTIELLES
DISTANCES CUMULEES
ALTITUDES DU TERRAIN NATUREL
DIAMETRE DES TUYAUX (mm)
OUVRAGES D'ART
PVC 63/10
PVC 50/10
PVC 50/16
PVC 50/10
CD
R1
R2
R3




UNIVERSITE DU BURUNDI

INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR

DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET : PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL CAS DE RESEAU NUMBWE-MUZI EN COMMUNE BURAMBI, PROVINCE BURURI

CONTENU : — Profil en long
— Plan de situation du tracé

ECHELLE 2500 / 10.000

REALISE PAR : — Rémy NDAYIZAMBA
— Dieudonné SIBOMANA

DIRECTEUR : Ir & Msc
William NIYONZIMA

MODIFICATIONS :

Levés effectués par : D G H E R

Date : JUIN 2011