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

Adduction d'eau potable de Randa II en commune et Province Bubanza

Bakunduwukize, François; Ndayizeye, Ernest; Sous la Direction de : Msc Ir. Niyonzima William

2017-04
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2310

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

UNIVERSITE DU BURUNDI



INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET URBANISME

ADDUCTION D'EAU POTABLE DE RANDA II EN COMMUNE ET PROVINCE BUBANZA

Par

BAKUNDUWUKIZE

François

&

NDAYIZEYE Ernest

Sous la Direction de :

Msc Ir. NIYONZIMA William

Projet de fin d'études présenté et défendu publiquement en vue d'obtention du grade d'Ingénieur Industriel en Aménagement t et urbanisme

Bujumbura, Avril 2017

DEDICACE

A Dieu le tout Puissant ;

A mon Père KARIBURUNDI ;

A ma mère MANARIYO;

A mon épouse MUGISHA Violette;

A mon fils Aîné Peace- Key ARAKAZA;

A mon collègue Ernest NDAYIZEYE;

A mes Amis et Connaissances ;

A toute ma famille ;

A tous ceux qui me sont chers

A Dieu le tout Puissant ;

A mon Père NAYIGIHUGU ;

A ma mère NTAWE Thérèse ;

A mon épouse NIMPAYE Lydia;

A ma fille Aînée Peace- Key Ernestine;

A mon collègue François BAKUNDUWUKIZE ;

A mes Amis et Connaissances ;

A toute ma famille ;

A tous ceux qui me sont chers

Nous dédions ce travail.

REMERCIEMENTS

A propos de ce travail, nous aimerions d'abord exprimer nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation.

Nos sentiments s'adressent plus spécialement à nos parents et amis qui nous ont soutenu durant cette période.

Nous remercions également ceux qui nous ont aidés durant cette période, spécialement Msc Ir. NIYONZIMA William et Donatien NDUWIMANA en nous donnant leurs connaissances et leurs temps sans oublier leur franche collaboration et tous les renseignements qu'ils nous ont fournis.

Nos sentiments s'adressent également à nos professeurs et surtout ceux qui se sont donné corps et âme pour nous donner la formation tant morale qu'intellectuelle.

Nous ne pouvons pas oublier de remercier aussi les autorités de la commune BUBANZA, pour des renseignements qu'ils nous ont fournis aussi.

Enfin, nos remerciements s'adressent à toute la communauté de l'UNIVERSITE du BURUNDI plus particulièrement ceux du Campus KIRIRI en Aménagement et Urbanisme avec qui, nous avons partagé peines et joies ; qu'ils trouvent ici nos sentiments de gratitudes

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en Eau Potable

CD : Chambre de départ.

CP : chambre de purge.

CR : Chambre de répartition

CV : chambre de ventouse.

CVN : chambre de vanne

AHAMR : Agence de l'Hydraulique et Assainissement en Milieu Rurale

ECOFO : Ecole Fondamentale

FF : Forfaitaire

ISTEEBU : Institut de Statistiques et des Etudes Economiques du Burundi.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

pH : Potentiel d'hydrogène

PT : Prix total

PU : prix unitaire

PVC : Polychlorure de Vinyle

R : réservoir.

TNU : Turbidity NephetometricUnits.

µS : Micro Siemens.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 :Photo de la source NYAKABINGO II 6

Figure 2 :ECOFO MITAKATAKA 6

Figure 3 :ECOFO RANDA 7

Figure 4 : Situation géographique de la commune BUBANZA 11

Figure 5 : Figure illustrant la zone du projet(source DGUH).....11

Figure 6: Représentation graphique des besoins maximaux en eau en 2041 20

Figure 7: Schéma d'une source d'affleurement.....22

Figure 8: Schéma d'une source de déversement.....23

Figure 9 : Schéma d'une source d'émergence.....24

Figure 10 : Schéma de principe de captage 27

Figure 11 : Schéma d'une vanne de sectionnement..... 31

Figure 12 : Vue en plan et coupe d'une ventouse. 32

Figure13 : Chambre de purge.....33

Figure 14: Chambre de vanne pour BF.....34

Figure 15: Vue en plan et coupe d'une borne fontaine.....35

Figure 16: Schema statique des charges des reservoirs 57

Figure 17:Plan type du reservoir.....63

Figure 18 : Interprétation géométrique de l'équation de Bernoulli 68

Figure 19:Schema du fonctionnement du reseau.....71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau1 : Caractéristiques de l'eau potable..... 9

Tableau 2: Concentration limite de l'eau potable selon OMS 10

Tableau 3: Effectifs de la population actuelle à desservir 14

Tableau 4: Résultat des recensements généraux (les années 1979,1990 et 2008) pour la commune BUBANZA. 15

Tableau 5: Effectif de la population à l'horizon d'étude..... 16

Tableau 6: Consommation spécifique d'après l'OMS..... 17

Tableau 7: Récapitulatif des besoins en eau..... 19

Tableau 8: Granulométrie du gravier filtrant 29

Tableau 9: Coefficients horaire 37

Tableau 10: Récapitulatif des dimensions des réservoirs..... 42

Tableau 11: Calcul de la charge d'eau agissant sur le radier 53

Tableau 12: Calcul de la charge des parois agissant sur le radier..... 55

Tableau 13: Tableau des calculs hydrauliques 69

Tableau 14: Planification des taches..... 94

Tableau 15: Graphique de Gantt (planning des activités) 95

Tableau 16: Diametres normalises des conduites 99

Tableau 17: Sections d'aciers..... 100

RESUME

Le présent projet consiste à alimenter en eau potable la population des collines Gahongore, Gatura, Mitakataka et Randa en Commune et Province BUBANZA à partir de la source NyakabingoII de débit de 1.8 l/s. La population de ces localités a besoin d'une eau potable en qualité et en quantité suffisante pour avoir une vie saine. La longueur du réseau du présent projet est de 7.855 km. Ce réseau prend origine à la colline Gahongore et prend fin sur la colline Randa.

Notre travail est subdivisé en 7 chapitres :

- Le premier chapitre " INTRODUCTION GENERALE " fait remarquer l'importance de l'eau dans la vie des êtres vivants, le bien fondé du sujet, la délimitation du sujet et les généralités sur l'eau potable.
- Le deuxième chapitre " DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE" concerne la localisation de la zone d'étude.
- Le troisième chapitre " EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE " parle de l'effectif actuel et futur à desservir, ainsi que les besoins en eau correspondants.
- Le quatrième chapitre" SYSTEME DE CAPTAGE " parle du système de captage de l'eau et de la localisation de la source.
- Le cinquième chapitre " DIMENSIONNEMENT DU RESEAU " parle du dimensionnement du réseau : les dimensions, les capacités des ouvrages d'art, des réservoirs et des conduites.
- Le sixième chapitre" EVALUATION DU COUT DU PROJET ET PLANNING DES TRAVAUX" concerne la quantification des travaux, l'évaluation du cout du projet la planification des activités (délai des travaux)
- Le septième chapitre " CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS "qui est le dernier parle des conclusions et des recommandations.

  En effet, ce projet n'est pas encore exécuté. Néanmoins nous avons l'espoir que ce travail pourra contribuer à la réalisation du dit projet. Lorsqu'il sera exécuté, nous recommandons la protection, l'entretien et les réparations éventuelles de tous les ouvrages du réseau par les organes habiletés.

  Enfin, nous laissons notre projet de fin d'études à la portée de tout chercheur qui désire contribuer ou s'en servir pour d'autres projets similaires.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.. i

REMERCIEMENTS..... ii

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS..... iii

LISTE DES FIGURES..... iv

LISTE DES TABLEAUX..... v

RESUME..... vi

TABLE DES MATIERES..... vii

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE 1

I.1 Généralité 1

I.1.1 Introduction 1

I.1.2 Cadre et intérêt du sujet.....2

I.1.3 Méthodologie de travail et objectif à atteindre 4

I.1.4 Délimitation du sujet.....5

I.1.5 Généralités sur eau 7

- Le concept eau.....7
- Définition d'eau potable.....7

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE 11

II.1 Situation géographique de la commune BUBANZA.....11

II.2 Localisation de la zone d'étude 12

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE... 13

III.1 Introduction 13

III.2 Evaluation de la population à desservir 13

III.2.1 Population actuelle 13

III.2.2. Population projetée (horizon 25 ans) 14

III.2.3 Détermination du taux de croissance 15

III.2.4. Evaluation proprement dite de la Population projetée 16

III.3 Estimation des besoins en eaux 16

III.3.1 Consommation spécifique 16

III.3.2 Calculs de la quantité d'eau potable nécessaire en 2041 17

III.3.3 Quantité d'eau nécessaire en 2041 18

CHAPITRE IV : SYSTEME DE CAPTAGE 21

IV.1 Origines de l'eau de source 21

IV.1 1. Introduction 21

IV.1.2 Nature des sources 21

IV.1.3.Détermination du débit de la source 25

IV.2 Principe de captage 25

IV.3 Ouvrages de captage 28

IV.4 Les caractéristiques des matériaux de captage 28

IV.5 La désinfection du captage 30

IV.6 Protection de la zone de captage 30

CHAP.V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU 31

V.0.Eléments constitutifs du présent projet 31

V.1.La chambre de vanne et de sectionnement (chambre de répartition) 31

V.2.La chambre de ventouse (purge d'air) 32

V.3.La chambre de purge (vidange) 33

V.4.La chambre de vannes pour les bornes fontaines 34

V.5.Les bornes fontaines 35

V.6. Le Réservoir 35

V.6.1.Définition 35

V.6.2. Types de réservoir.....35

V.6.3.Emplacement des réservoirs 36

V.6.4.Capacité du réservoir.....36

V.6.5. Tableaux de calcul des capacités des réservoirs.....38

V.7 Dimensionnement du réservoir.....41

V.7.1 Introduction 41

V.7.2 Principales dimensions des réservoirs.....41

V.7.3. Equipements des réservoirs 43

V.7.4.Dimensionnement proprement dit des éléments du réservoir 43

V.7.5 Dimensionnement des conduites 64

V.7.5.1 Nature et caractéristiques de la conduite d'alimentation 64

V.7.6 Calculs hydrauliques 64

V.7.7 Schéma de fonctionnement du réseau.....71

CHAP. VI : EVALUATION DU COUT DU PROJET ET PLANNING DESTRAVAUX 72

VI.1.Quantification des travaux et des matériaux 72

VI.1.1.Pour le captage 72

VI.1.2.Quantités des conduites.....73

VI.1.3.Quantités des matériaux pour 2 chambres de ventouse 75

VI.1.4.Quantités des matériaux pour 2 chambres de purge.....77

VI.1.5.Quantités de matériaux pour 6 Bornes Fontaines 80

VI.1.6.Quantités de matériaux pour 12 chambres de vannes 82

VI.1.7.Quantités des matériaux pour les Réservoirs 85

VI.2. Devis quantitatif et estimatif 89

VI.3. Planning des travaux 92

VI.3.1.Planification des taches 93

VI.3.2.Planning des activités 95

CHAP. VII : CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS 96

VII.1. Conclusions générales 96

VII.2. Recomandations 96

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 98

ANNEXES 99

ANNEXE 1 99

ANNEXE 2 100

ANNEXE 3 101

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1 Généralité

I.1.1 Introduction

L'eau est une ressource naturelle indispensable à la vie humaine et végétale. C'est un bien rare et sa rareté à des répercussions sur l'efficacité économique, l'équité sociale et la durabilité environnementale. Sachant que le domaine de l'eau potable est directement lié au domaine de la santé, les ressources hydrauliques en Afrique, et en particulier au BURUNDI sont un produit d'importance capitale.

En outre l'approvisionnement en eau potable est limité aussi bien en quantité qu'en qualité alors que la croissance démographique et le développement économique font augmenter la demande.

La consommation de l'eau insoluble est à base de la prédominance de plusieurs maladies d'origine hydrique qui sont la plupart des fois mortelles.

En effet, L'eau constitue une denrée essentielle dans la vie ainsi que dans certaines activités de tout être vivant. Sans cette composante naturellement irremplaçable sur notre planète terre, la vie serait impossible. Donc sa maitrise et sa disponibilité en quantité et en qualité suffisante doivent être une des premières préoccupations de quiconque que ce soit.

Le présent projet est conçu dans le souci d'assurer à la population des collines GAHONGORE, GATURA, RANDA et MITAKATAKA les meilleures conditions d'hygiène, de santé et un progrès dans le développement socio-économique

Le linéaire auquel s'approvisionne cette population est estimé à 7855 m soit 7, 855km. Notre réseau de distribution en eau potable sera alimenté par la source NYAKABINGO II se trouvant à une altitude de 988m avec un débit de 1,8l/s.

I.1.2 Cadre et intérêt du sujet

Comme les activités de tous les jours ne cessent pas de le prouver, l'eau est une ressource naturelle très indispensable à toutes réalisations sur notre planète. Malheureusement, sa répartition n'est pas uniforme. On remarque que les trois quart de la surface terrestre sont occupés par l'eau mais cela n'empêche que la sécheresse menace pas mal de régions. Le continent Africain en est particulièrement témoin.

Le problème de l'eau, et particulièrement l'eau potable, a toujours préoccupé le monde entier. L'eau est essentielle à l'homme, aux animaux, et aux plantes. Sans l'eau, aucune vie n'est possible sur la terre. En fait, les endroits où vivent les hommes nécessitent la disponibilité de l'eau pour la consommation humaine, pour les usages domestiques et sans doute pour les animaux. Son accès n'est pas facile ni en quantité suffisante, ni en qualité saine, on doit le transporter sur de grandes distances mais aussi il faut le traiter.

L'absence ou la pénurie de l'eau de bonne qualité conduit à la consommation des eaux contaminées par des excréments humains ou animaux et ça représente un danger pour la santé et même pour la vie humaine en particulier. Ainsi l'eau est un moyen de transmission et de propagation de différentes maladies. Elle ne constitue pas la seule voie de contamination mais elle joue un rôle non moins important.

La consommation d'eau potable est un outil indispensable pour le contrôle et la maîtrise de la plupart des maladies comme les Diarrhées, le choléra, la fièvre typhoïde, l'ascaridiose, etc....

L'eau consommée a un rapport étroit avec la sante des populations tant urbaines que rurales car si ces dernières consomment l'eau impropre, ça a des répercussions sur les aptitudes à l'effort et au travail des individus atteints par l'une ou l'autre maladie ci-haut citée. On comprend bien que l'une des actions la plus efficace pour améliorer durablement la santé de la population est la fourniture d'une eau potable en quantité suffisante et facilement accessible.

Beaucoup d'avantages liés au développement socio-économique se dégagent dans la réalisation d'un système d'alimentation en eau potable bien conçu et bien entretenu.

On peut dire par exemple :

- En rapport avec la santé publique :
  - la réduction de la mortalité et augmentation de l'espérance de vie à la naissance
  - Une économie pour les besoins médicaux
  - une augmentation des jours de travail et de revenus par suite de la diminution du temps réservé au traitement des malades (croissance de la productivité, économie sur les coûts de transport des malades vers les structures médicales).

- En rapport avec les avantages économiques :

  - la réduction du temps et épargne de l'énergie et du système d'exploitation agricole ;
  - une augmentation des activités économiques dans la région (multiplication des projets)
  - une réduction de l'exode rural

- En rapport avec les avantages sociaux :

  - les femmes sont déchargées du travail de recherche de l'eau et peuvent vaquer aux autres devoirs familiaux comme la formation et l'éducation des enfants ;
  - les enfants sont libres pour aller à l'école au lieu de les garder pour puiser de l'eau.

On peut signaler en passant que même si l'eau est indispensable dans la vie, elle peut être la cause de certains dégâts comme le cas des inondations, l'érosion, le transport des déchets entrainant une pollution à grande échelle. Ainsi, l'homme doit savoir comment maitriser ces phénomènes naturels pour maintenir également sa survie et l'équilibre du milieu environnant.

C'est dans ce cadre que nous avons visité la localité de RANDA II et ses environs qui accusent un manque d'eau potable, et à cause des grandes distances que les habitants de cet endroit parcourent pour s'approvisionner en eau, nous voudrions contribuer à l'étude et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable pour cette localité en vue de leur assurer une meilleure santé et partant un progrès accru dans le développement socio-économique.

I.1.3 Méthodologie de travail et objectif à atteindre

Le présent projet est conçu dans le souci d'assurer à la population des collines GAHONGORE,GATURA,RANDA et MITAKATAKA les meilleures conditions d'hygiène, de santé et un progrès dans le développement socio-économique, notre travail va se centrer sur la collecte de toutes les données de base nécessaires pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable telles que :

- les données en rapport avec la population actuelle de la localité concernée
- les données en rapport avec la topographie du site et les sources susceptibles d'alimenter la localité (données tirées dans l'Agence de l'Hydraulique et Assainissement en Milieu Rurale:AHAMR) ex-DGAHR: Direction Générale de l'Agence de l'Hydraulique Rurale.

Ainsi un plan systématique sera suivi pour le projet proprement dit :

1. Délimitation de la zone de projet
2. Inventaire des besoins (Effectifs + Allocations spécifiques)
3. Ressources (eau brute) à exploiter + Traitements éventuels
4. Schéma sommaire du réseau (passage réseau, points d'eau)
5. Calculs hydrauliques (conduites et autres ouvrages)
6. Schéma de fonctionnement du réseau (plan définitif)
7. Coût estimatif du projet (fournitures et main d'œuvre)

L'objet de notre sujet est l'étude et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable sur la colline RANDAII, en commune et province BUBANZA.

L'approche poursuivie dans le présent travail est d'identifier les réseaux, inventorier les besoins et les ressources, élaborer et sélectionner les alternatives possibles à la contribution d'alimentation en eau potable sur les collines ci-hauts citées à l'horizon 2041.

I.1.4 Délimitation du sujet

Notre projet concerne l'alimentation en eau potable des collines RANDA, GATURA, GAHONGORE, MITAKATAKA , ECOFO RANDA, ECOFO MITAKATAKA à partir de la source NYAKABINGO II située sur la colline GAHONGORE à 988 m d'altitude avec un débit de1.8l/s. (Voir les photos de la source ci-dessous).





Figure 1 : photos de la source NYAKABINGO II

Le réseau débute sur la colline GAHONGORE, passe par les collines GATURA, MITAKATAKA, pour prendre fin sur la colline RANDA à une distance de 7,855 km.



Figure 2 :ECOFO MITAKATAKA

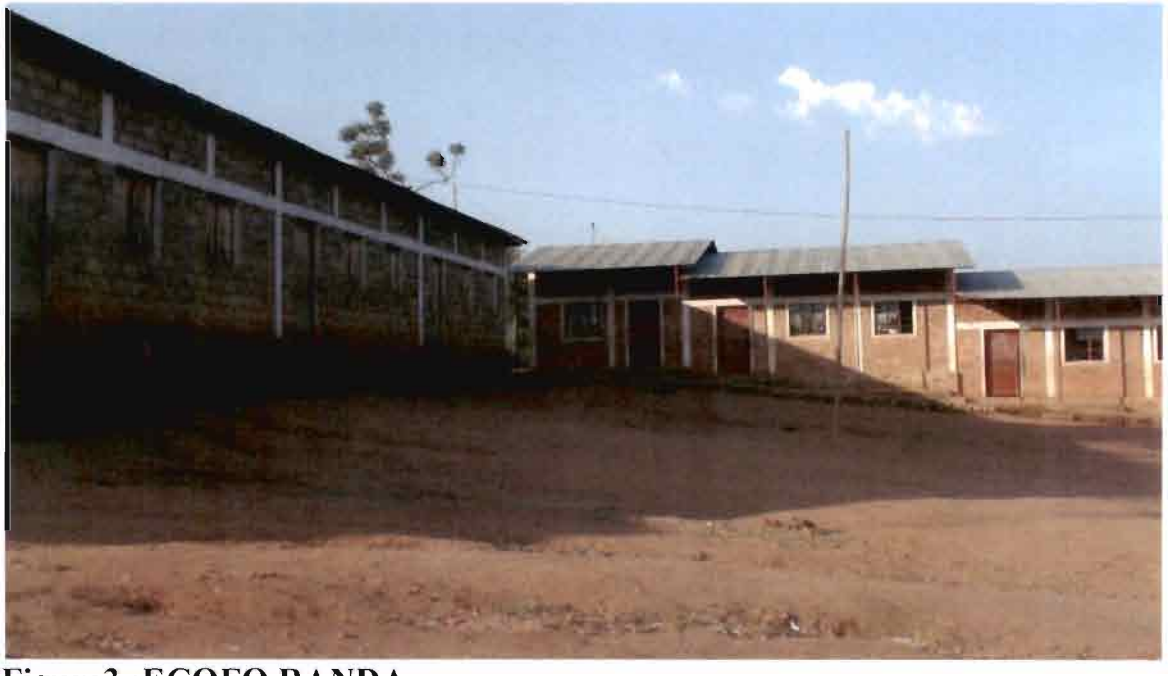


Figure3 :ECOFO RANDA

I.1.5 Généralités sur eau

- **Le concept eau**

L'eau est liquide inodore et transparente quand elle est pure. Chimiquement, l'eau est composée par un atome d'oxygène et de deux atomes d'hydrogène. Elle est symbolisée par H_2O. Selon le traité de plomberie par Henri Charles, son nom vient du mot aqua qui a changé d'écriture, eue et finalement « eau ».

- **Définition d'eau potable**

L'eau potable est une eau répondant aux critères bactériologiques, physiques, chimiques et aux critères concernant la radioactivité. C'est celle dont la consommation ne produit aucun effet nuisible à la santé humaine. Signalons que pas mal de gens pensent que toute eau claire, limpide, inodore et sans goût est potable. Ce qui n'est pas vrai car seules les déclarations faites après des analyses aux laboratoires peuvent juger la qualité et la potabilité de l'eau par confrontation des résultats obtenus aux valeurs des paramètres recommandées par les normes internationales de l'eau potable fournies par l'O.M.S.

➢ **Qualité d'eau potable**

L'eau potable doit être pure, claire et exempte de tout risque de contamination nocive à la santé humaine. Sa qualité requise et favorable à la santé doit être évoquée sous différents aspects.

- ✓ L'aspect physique : sa turbidité, sa couleur, sa température, les matières en suspension.
- ✓ L'aspect chimique, c'est-à-dire sa teneur en éléments et composés chimiques (carbone, manganèse, fluore, fer, bacille de coli, entérocoque, …).
- ✓ L'aspect bactériologique : bactéries, Virus, protozoaires, champignon, algues, helminthes.

➢ **Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS**

❖ **Caractéristiques de l'eau potable.**

Caractéristiques	**Unité**	**Valeur limites d'une eau potable recommandées par l'OMS**
Turbidité	NTU	5
Valeur Ph	-	7,0-8,5
Conductivité	µS/cm	700
Matière en suspension (M.E.S)	mg/l	500
Fer (Fe^{++})	mg/l	0,3
Dureté totale	°DG	20-30
Sodium (Na^{+})	mg/l	20
Ammoniaque (NH_4^+)	mg/l	1,0
Calcium (Ca^{++})	mg/l	75
Température	°C	25

Sulfates (SO_4^{--})	mg/l	200
Gaz carbonique (CO_2)	mg/l	-
Nitrate (NO_2^-)	mg/l	25
Potassium (K^+)	mg/l	10
Phosphates (PO_4^-)	mg/l	7
Magnésium (Mg^{++})	mg/l	50
Oxygène	% de saturation	20
Demande chimique en O_2 : DCO	mg/l	5/KMnO4
Chlorures (Cl^-)	mg/l	200

Tableau 1 : Caractéristiques de l'eau potable.

Définition de quelques éléments déterminant la qualité de l'eau

- La turbidité : c'est le degré d'abondance des matières colloïdales finement divisées comme les argiles ou grain de silice
- pH : Il détermine l'acidité ou la basicité de l'eau
- La conductibilité : c'est le pouvoir de laisser passer le courant électrique. On la mesure par un conductimètre à des électrodes métalliques
- La dureté : c'est la concentration des sels de magnésium
- Les microbes : Il ya les bactéries dites germes indicateurs de population pour la santé des utilisateurs : les germes totaux, les coliformes totaux et les Escherichia coli

➢ **Concentration limite de l'eau potable selon OMS**

Corps chimiques	Concentration en mg/l
Composés phénoliques	0
Chrono hexa valent	0
Cyanures	0
Sélénium	0, 05
Arsenic et composés	0, 05 (d'arsenic)
Plomb	0, 1
Fer et manganèse (ensemble)	0, 3 (de 0, 2 de Fe)
Fluorures	1 (de fluor)
Cuivres	1
Zinc	5
Nitrates	10 (d'azote)
Magnésium et composés	125 (de magnésium)
Sulfates	250 (ion SO_4)
Chlorures	250 (de chlorure)

Tableau 2: Concentration limite de l'eau potable selon OMS

➢ **Nécessité d'eau sur la santé**

L'eau occupe une place considérable dans la maitrise de la bonne santé des êtres vivants. La preuve en est que l'homme en a besoin pour ses différentes activités notamment pour se laver, pour la lessive, pour la boisson, etc.

Egalement les animaux en ont besoin pour la boisson et les plantes ne peuvent pas subsister en son absence.

On comprend que non seulement l'homme a besoin directement de l'eau mais aussi en profite d'une manière indirecte car et les plantes, et les animaux qu'il consomme en dépendent.

En général, à l'absence de l'eau, la vie est pratiquement impossible étant donné que tous les êtres vivants la puisent sur l'unique source précieuse qui est « ***l'eau*** »

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Situation géographique de la commune BUBANZA

La commune BUBANZA où se situe le présent projet est l'une des cinq communes de la province BUBANZA qui sont:
BUBANZA,MPANDA,RUGAZI ,GIHANGA ET MUSIGATI .
Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune MUSIGATI et BUKINANYANA (de CIBITOKE),
- Au Sud par les communes GIHANGA et MPANDA ;
- A l'Est par la commune MUSIGATI ;
- A l'Ouest par la commune BUGANDA(de CIBITOKE)

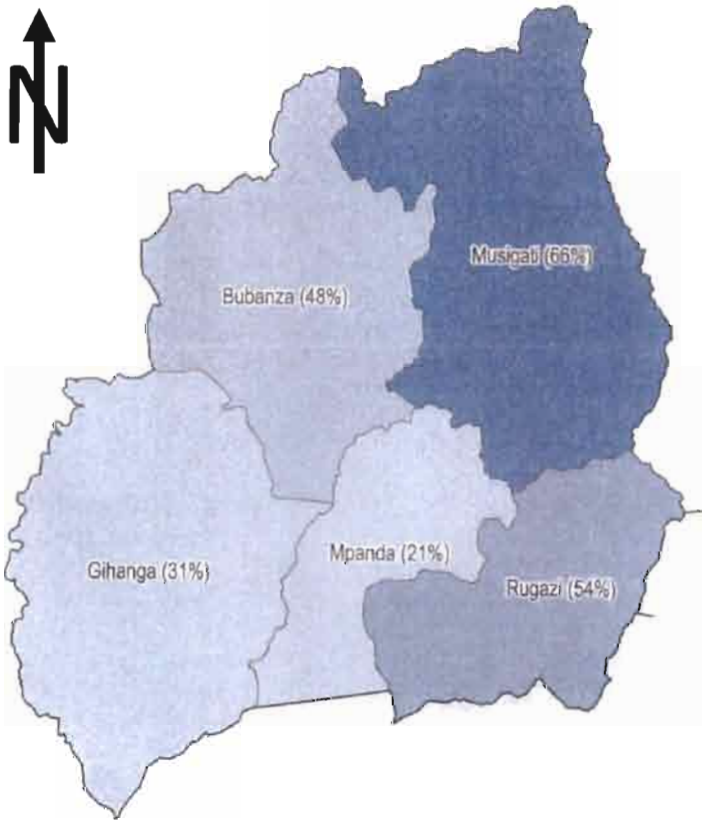


Figure 4 : situation géographique de la commune BUBANZA
Source : monographie de la commune BUBANZA

II.2 Localisation de la zone d'étude

Notre zone d'étude se situe sur les collines :
RANDA,MITAKATAKA,GATURA,GAHONGORE et les ECOFO RANDA et MITAKATAKA de la commune et province BUBANZA

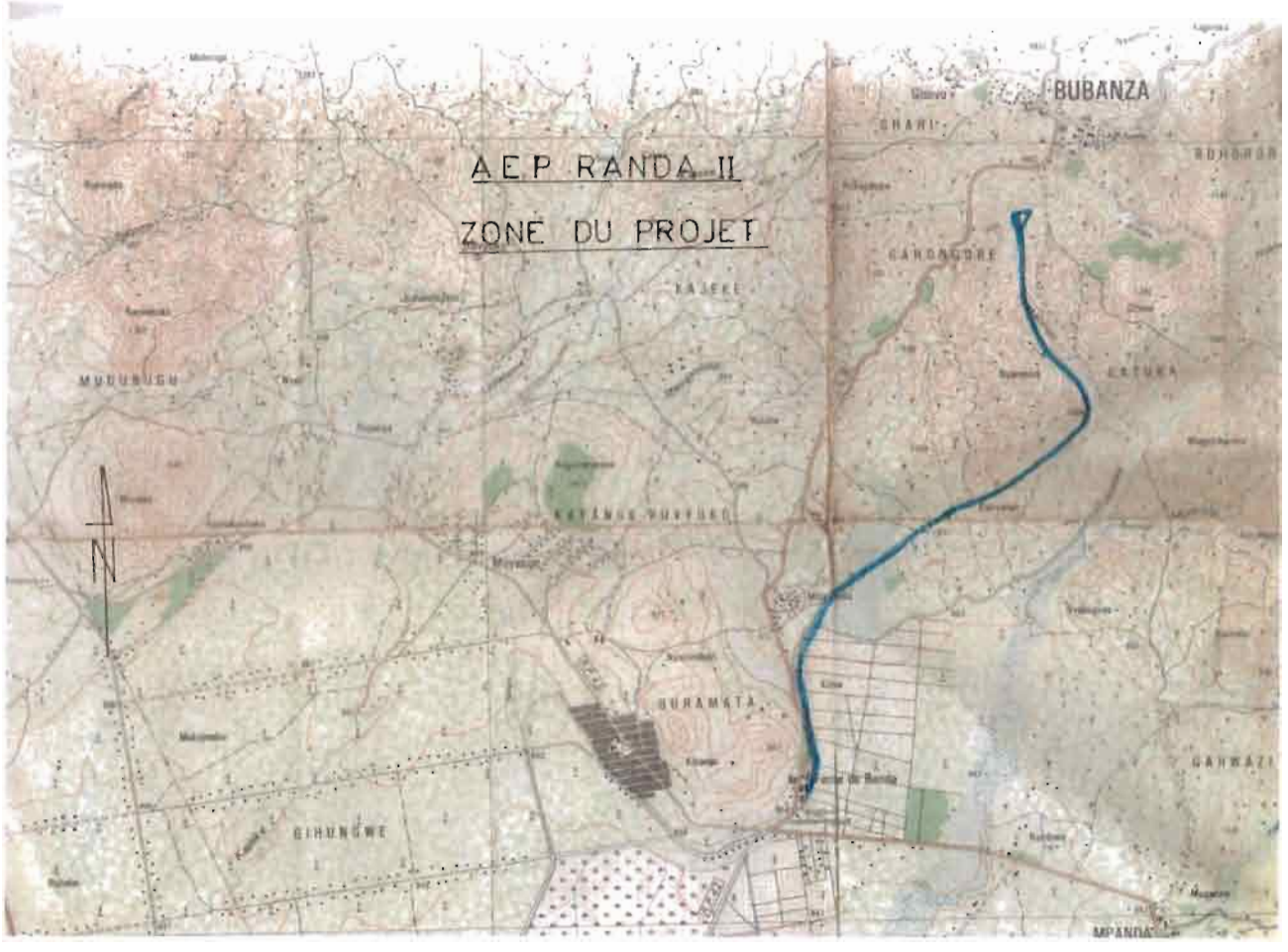


Figure 5 : Figure illustrant la zone du projet (source AHAMR)

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

III.1 Introduction

Avant de procéder à l'étude de toute alimentation en eau potable, il est impératif de commencer à évaluer la population à desservir. Ensuite, il faut disposer des données suffisantes en rapport avec les différents établissements et équipement qui utiliseront de l'eau. Ces derniers sont entre autre les écoles, les hôpitaux, les marchés, les sites touristiques, etc.

Pour ce faire, une bonne évaluation des besoins en eau permet de procurer juste la quantité demandée et les pertes éventuelles dues essentiellement aux fuites occasionnées dans les joints des tuyaux, aux fuites sur le corps même d'un tuyau, aux bouches de lavage ainsi que les pertes aux bornes fontaines mal entretenues.

Enfin, notre projet s'étendra sur un horizon de 25 ans, ce qui nous conduit à tenir compte de l'accroissement de la population, puisqu'on aura un effectif variable de celle-ci au cours du temps.

III.2 Evaluation de la population à desservir

III.2.1 Population actuelle

Selon les informations qui nous sont fournies par AHAMR qui a effectué les levées topographiques et les relevés démographiques, nous avons le nombre de ménages pour la population actuelle des collines et écoles du présent projet. Avec la taille Moyenne du ménage égale à 6, l'effectif de la population actuelle à desservir est donné par le tableau suivant :

COLLINE ET COLLECTIVITES	NOMBRE DE MENAGES	TAILLE DU MENAGE	EFFECTIF TOTAL EN 2016
GAHONGORE	40	6	240
GATURA	67	6	402
MITAKATAKA	90	6	540
ECOFO MITAKATAKA			600
RANDA	80	6	480
ECOFO RANDA			577

Tableau 3 : effectifs de la population actuelle à desservir

III.2.2. Population projetée (horizon 25 ans)

Une étude d'un réseau d'AEP doit tenir compte de la durée d'utilisation (horizon de planification). Pour ce projet, L'étude est menée en se basant sur la population de l'horizon (projection)

Cette population est déterminée à l'aide de la formule de l'intérêt composé :

$P_n = P_o(1+t)^n$ **(III.1)**

P_n=population projetée après n années

p_o= population initiale

t= taux de croissance de la population

n= durée de vie

N.B: La population initiale P_o et la durée de vie n sont connues. Il reste à déterminer la population projetée P_n et le taux de croissance de la population t.

III.2.3 Détermination du taux de croissance

Le taux de croissance est déterminé à partir de l'effectif de la population à des années différentes (pour une même région), lequel effectif résulte des recensements généraux ou autres comptages officiellement reconnus.

Pour ce cas, nous utiliserons les données qui nous ont été fournies par l'ISTEEBU. Ces données en rapport avec l'effectif de la population de la commune BUBANZA résultent des recensements généraux qui ont été effectués en 1979, en1990 et en 2008.

Le tableau suivant donne des détails :

Années	1979	1990	2008
population	78477	100594	155592

Tableau 4 : Résultat des recensements généraux (les années 1979,1990 et 2008) pour la commune BUBANZA.

Le taux de croissance sera déterminé de la façon suivant

$\mathbf{P_n = P_o(1+t)^n}$

$\frac{Pn}{Po} = (1+t)^n$

$\sqrt[n]{\frac{Pn}{Po}} = 1+t$

$t = \sqrt[n]{\frac{Pn}{Po}} - 1$ **(III.2)**

Calculons le taux de croissance t entre 1979 et 2008 pour la commune Bubanza :

$t = \sqrt[29]{\frac{155592}{78477}} - 1 = 0.02388$ soit 2,38%

Le taux de croissance moyen de la commune BUBANZA est donc 2,38%

III.2.4. Evaluation proprement dite de la Population projetée

La population à l'horizon d'étude sera calculée par les formules suivantes :

$P_{2041}=P_{2016}*(1+t)^{25}$

Tableau 5 : Effectif de la population à l'horizon d'étude

COLLINE ET COLLECTIVITES	NOMBRE DE MENAGES	TAILLE DU MENAGE	EFFECTIF TOTAL EN 2016	EFFECTIF TOTAL EN 2041 RETENU
GAHONGORE	40	6	240	283
GATURA	67	6	402	474
MITAKATAKA	90	6	540	637
ECOFO MITAKATAKA	-	-	600	708
RANDA	80	6	480	566
ECOFO RANDA	-	-	577	681

III.3 Estimation des besoins en eaux

III.3.1 Consommation spécifique

Selon les recommandations de l'OMS, l'utilisation de l'eau potable dans les ménages, collectivités ou autres est donnée dans le tableau suivant :

Catégorie	**Détail**	**Besoins**
Population	Bornes Fontaines publiques Branchement privés	**20** l/j /personne **100** l/j /personne
Collectivités	Ecole primaire	**5** l/j /élève
	Ecole secondaire à internat	**50** l/j /élève
	Hôpital ou centre de Santé	**150** l/j /lit
	Bureau	**10** l/j /personne
	Coopérative	**5** l/j /personne
	Centre de négoce	**3** l/j /visiteur
	Eglises	**1** l/j /fidèle
Lieux publics	Caniveaux	**25** l/j /m

	Urinoirs	**20** l/j /place
	Lavabos	**50** l/j /place
	Bains-douches	**100** l/j /poste
	Jardins publics	**6** l/j /poste
Usine et centre D'exploitation	Abattoir	**200** l/j /bête
	Fromagerie	**5** l/j /litre
	Vinification	**2** l/j /litre
	Sucrerie	**100** l/j /kg
Bétail	Bovins	**200** l/j /tête
	Cheval	**50** l/j /tête
	Porc	**20** l/j /tête
	Mouton et Chèvre	**20** l/j /tête

Tableau 6: Consommation spécifique d'après l'OMS

Pour ce projet, nous adoptons une consommation spécifique de 20l/j/hab pour la population et de 5 l/j/élève pour les deux ECOFO

III.3.2 Calculs de la quantité d'eau potable nécessaire en 2041

- **Débit journalier moyen Qjmoyen**

Il est donné par la formule suivante : Csp*effectif projeté

- **Débit journalier de pointe Qjp**

comme il peut y avoir variation des besoins en eau au cours de la journée soit due aux jours des marchés, des matchs, des visiteurs, etc.... , il est nécessaire de déterminer un débit en tenant compte de cette variation.

Pour déterminer la production de pointe, on utilise la formule suivante :

$$Q_{.jp} = Q_{j.moy}*(1+C) \qquad \textbf{(III.3)}$$

Avec :

$Q_{j.p}$: production de pointe

$Q_{j.moy}$: besoins moyens journaliers

C : facteur de production de pointe qui varie de 10 à 25%

Pour se mettre au côté sécuritaire, dans la détermination de $Q_{j.max}$ nous allons prendre valeur de C qui est de 15%

➢ **Calcul des pertes**

Pour un réseau d'AEP, les pertes d'eau sont inévitables. Ces pertes sont dues frottement, les fuitesde l'eau au niveau des tuyaux, des robinets, négligence de fermeture de robinet après puisageou bien la frauderie, etc.....

Pour déterminer les pertes, on utilise le plus souvent la formule suivante :

Pertes = $Q_{j.moy}*(\frac{p}{1-p})$ **(III.4)**

Avec : p, pourcentage de perte d'eau

La valeur de p varie de 0.2 à 0.5.

-pour un réseau neuf ou bien entretenu p = 0.2
-pour un réseau moyennement entretenu p = 0.25 à 0.35
-pour un réseau mal entretenu p = 0.5
Tenant compte du fait que la plus part des réseaux d'alimentation en eau potable des milieux ruraux ne sont pas bien entretenus, nous utilisons p = 0,35

III.3.3.Quantité d'eau nécessaire en 2041

C'est la quantitéd'eau à produire pour la population du réseau du présent projet.

Elle est donnée par la relation suivante :Qmax=Qjp+Qpertes **(III.5)**

➢ **Affectation des pertes de charge, de la production de pointe pour chaque catégorie des besoins**

COLLINE ET COLLECTIVITES	NOMBRE DE MENAGES	TAILLE DU MENAGE	EFFECTIF TOTAL EN 2016	EFFECTIF TOTAL EN 2041	EFFECTIF TOTAL EN 2041 RETENU	consommations sécifiques en l	Qjmoy en en l/j	QJP en l/j	Qpertes en l/j	Qmax en l/j	Qmax en l/s	Qmax en m3/j	Qmax en m3/h	Qmax en m3/h
GAHONGORE	40	6	240	282,9009	283	20	5660	6509	3047,69	9556,69	**0,1111**	9,55669	0,3982	**0,398**
GATURA	67	6	402	473,8591	474	20	9480	10902	5104,62	16006,6	**0,185**	16,0066	0,6669	**0,667**
MITAKATAKA	90	6	540	636,5271	637	20	12740	14651	6860	21511	**0,249**	21,511	0,8963	
ECOFO MITAKATAKA			600	707,2524	708	5	3540	4071	1906,15	5977,15	**0,069**	5,97715	0,249	**1,145**
RANDA	80	6	480	565,8019	566	20	11320	13018	6095,38	19113,4	**0,221**	19,1134	0,7964	
ECOFO RANDA			577	680,141	681	5	3405	3915,8	1833,46	5749,21	**0,067**	5,74921	0,2396	**1,036**
TOTAL											**0,902**	77,9141	3,2464	**3,246**

Tableau 7: Récapitulatif des besoins en eau

Représentation graphique des besoins maximaux en eau en 2041

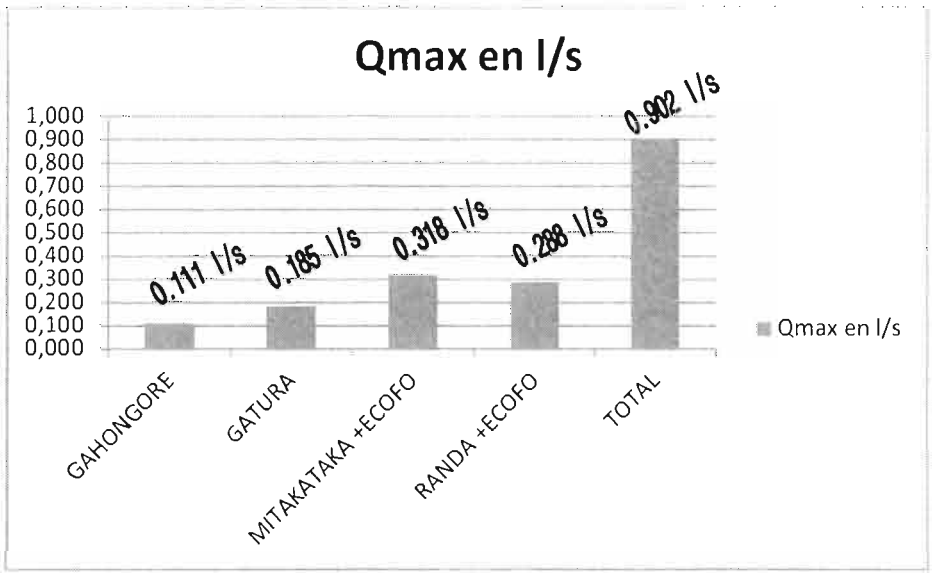


Figure 6.Représentation graphique des besoins maximaux en eau en 2041

CHAPITRE IV : SYSTEME DE CAPTAGE

IV.1 Origines de l'eau de source

IV.1 1. Introduction

Selon les conditions géologiques, un sol peut retenir de plus ou moins grandes quantités d'eau. Une fraction de cette eau alimente les sources. Celles-ci peuvent fournir, dans le cas favorable, une eau potable répondant aux exigences de l'hygiène. Les eaux de source provenant de roches calcaires fracturées ou d'autres assises fissurées ne sont souvent pas de bonne qualité.

L'approvisionnement en eau potable d'un village ou un centre urbain peut être assuré à partir des eaux souterraines (nappes aquifères), des sources et/ou des eaux superficielles (lacs, fleuves, rivières).

Le choix d'une telle ou telle autre source d'alimentation sera dicté par plusieurs paramètres dont sa proximité avec la zone de consommation, de la qualité et la quantité (débit) d'eau qu'elle peut produire, le mode de captage et de transport des eaux de cette source. En tout état de cause, le choix de la source d'approvisionnement s'opère à la lumière des considérations d'ordre économique et technique.

Des fois, lorsqu'une source ne peut pas à elle seule suffire pour fournir le débit requis, on peut recourir à un captage de plusieurs sources.

IV.1.2 Nature des sources

On appelle source d'eau, une eau de nappe souterraine s'échappant du sol naturellement, sans moyen artificiel. Selon son mode de formation, on distingue trois principales formes de sources :

- Sources d'affleurement
- Sources de déversement
- Source d'émergence

➢ **Sources d'affleurement**

Les sources d'affleurements apparaissent lorsqu'une vallée est ouverte dans une formation perméable, calcaire fissuré ou sable, et qui atteint, dans le fond une couche imperméable ou moins perméable (calcaire compact) présente, en général, sur ses flancs, une ligne de source au contact de l'imperméable. ces sources apparaîtront en un point par lequel l'eau pourra se frayer plus facilement un passage. Dans le cas de la figure 6 le versant de droite fournit plus d'eau sur la ligne de source S que le versant de gauche sera susceptible d'en donner sur la ligne S' en raison de la pente de l'imperméable.

Elles sont intéressantes à capter à cause de leur débit important et de leur tarissement qui est rare.

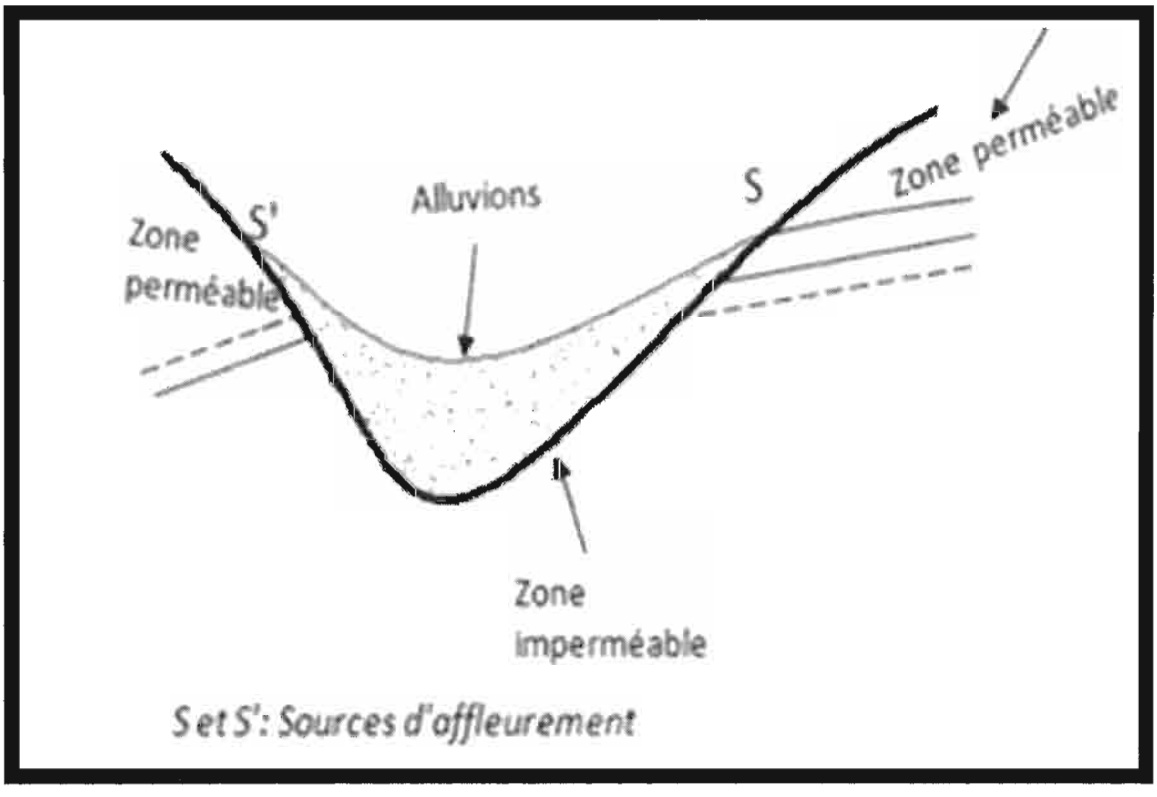


Figure 7: Schéma d'une source d'affleurement

➢ **Sources de déversement**

Ces sources prennent naissance dans les roches fissurées en surface (calcaires ou granites). La sortie d'eau se fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et par un certain nombre de filets liquides qui après s'être rassemblés, apparaissent dans une cuvette naturelle. Généralement, le débit de ces sources est faible et elles peuvent facilement être taries.

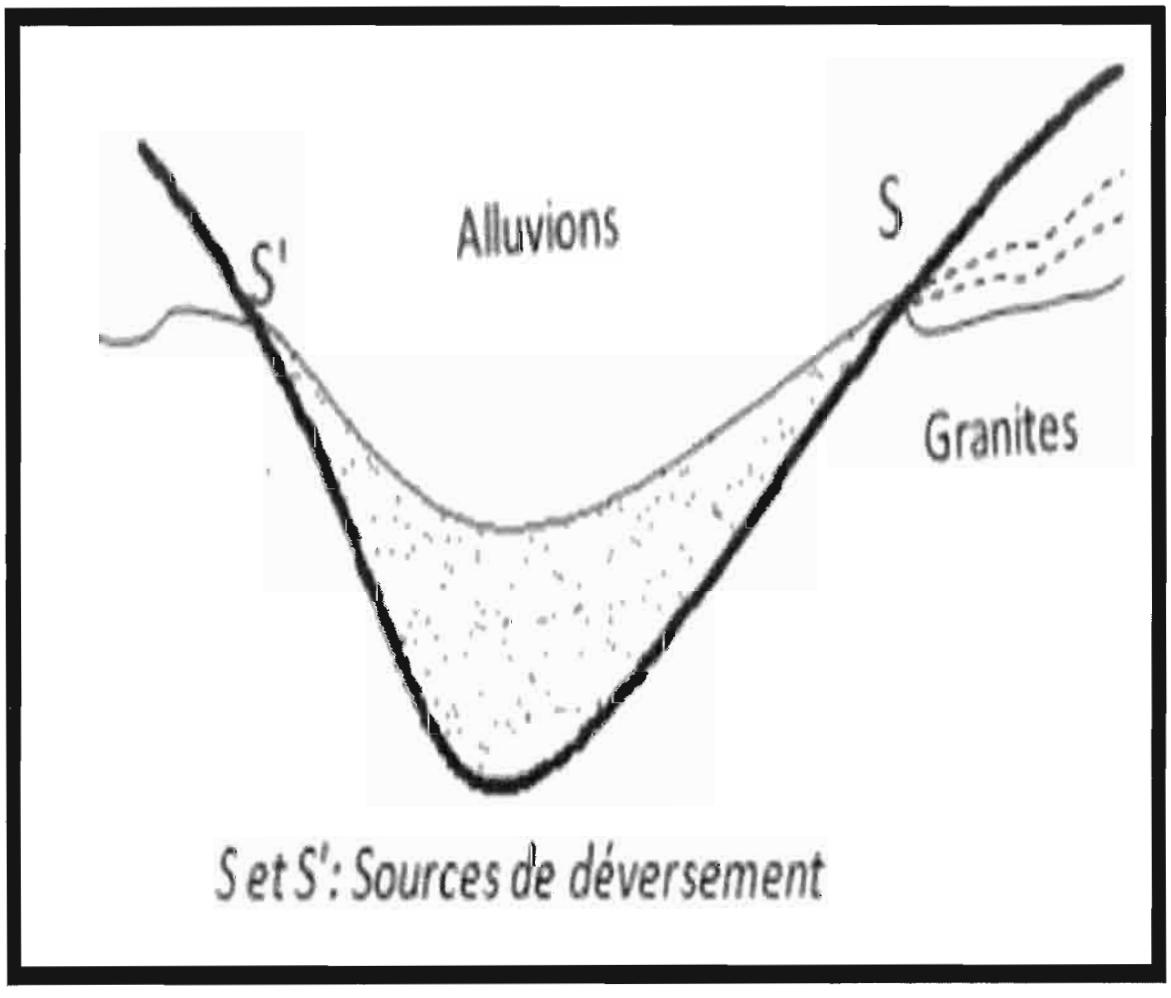


Figure 8: Schéma d'une source de déversement

➢ **Sources d'émergences**

Les sources d'émergences sont celles dont le fond de la vallée n'atteigne pas la zone imperméable. La couche perméable est fissurée en direction du sol, il ya possibilité d'avoir un débit important en un trou d'eau par une ou plusieurs fractures où l'on peut observer l'eau bouillonnée . Les sources peuvent prendre naissance au point de rencontre de l'écoulement avec la surface topographique. On doit d'abord les observer durant une période plus ou moins longue en termes de saison pour décider de les capter.

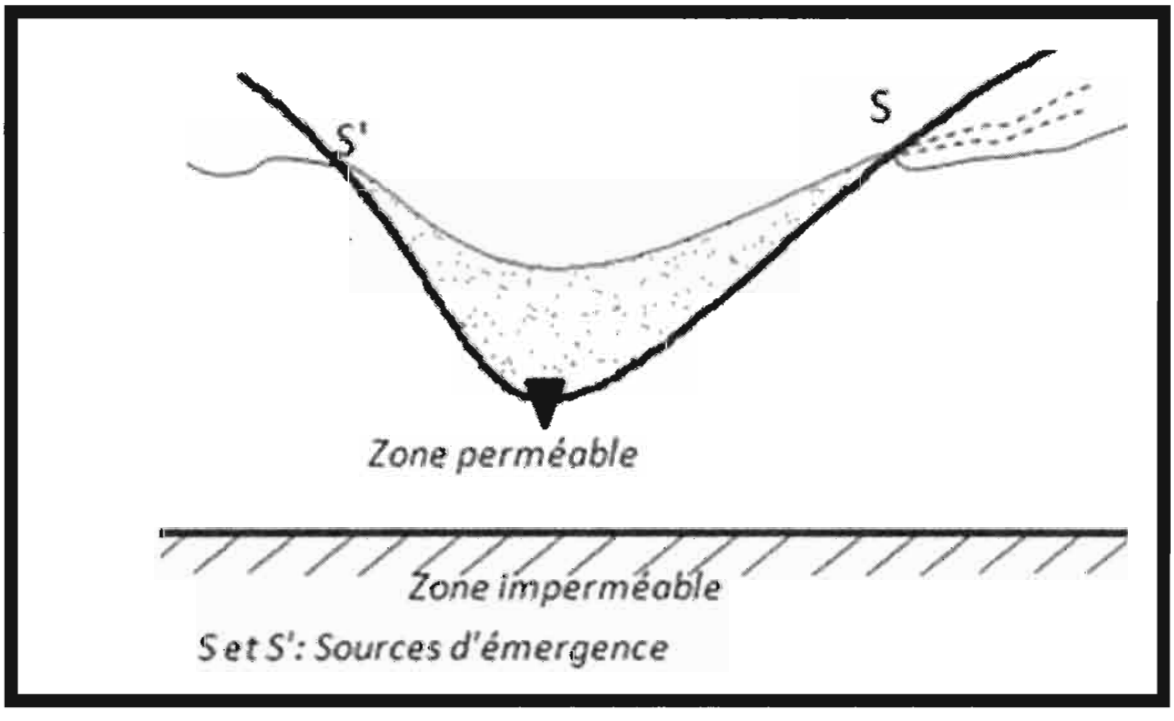


Figure 9 : Schéma d'une source d'émergence

IV.1.3.Détermination du débit de la source

Le débit d'une source est mesuré à différents mois secs de l'année, au moins deux à trois fois par mois et cela est répété plusieurs années afin de se rassurer du vrai débit ou de la constance du débit,on peut utiliser la méthode suivante :

A l'aide d'un sceau (ou bidon) et d'une montre

On utilise un récipient ayant un volume quelconque connu et on compte le temps pendant lequel ce récipient est rempli. La formule à appliquer est la suivante :

$$Q = \frac{Volume\ Récipient}{Temps\ mis\ pour\ remplir\ ce\ récipient} \qquad \textbf{(IV.1)}$$

N.B: Partant du principe que le débit d'une source doit être mesuré plusieurs fois à différentes périodes, nous avons consulté l'IGEBU et la AHAMR pour nous fournir le débit de la source du présent projet car ces deux institutions relèvent régulièrement les débits des sources, rivières, lacs sur tout le territoire national. La source d'eau qui fait objet de notre projet s'appelle NYAKABINGO II et elle a un débit de 1,8 litres par seconde.

IV.2 Principe de captage

Capter une source d'eau consiste à collecter les filets d'eau de cette source dans un ouvrage approprié (galerie ou drain) et amener dans un petit réservoir visitable sur lequel est branchée une conduite d'alimentation.

Le choix d'un système de captage est conditionné par le type de source à capter et doit être bien exécuté de manière à éviter toute sorte de pollution, tout risque de provoquer le tarissement de la source ou d'autres passages de l'eau suite aux obstructions quelconques.

Un captage bien fait doit tenir compte de :

- L'origine et la quantité d'eau qui est fonction du terrain et de sa perméabilité
- La hauteur de la nappe
- Du sens d'écoulement et des filets liquides
- Du débit de la source

En plus, il ne faut jamais capter plus que la nappe donne naturellement à l'étiage.

Le captage d'une source d'Emergence qui fait objet de notre étude se fait de façon à assurer une protection sanitaire parfaite de l'eau. On y parviendra en construisant une galerie au sein du gisement.

En principe, nous allons creuser une tranchée à l'endroit où se trouve l'eau perpendiculairement au sens d'écoulement des filets.

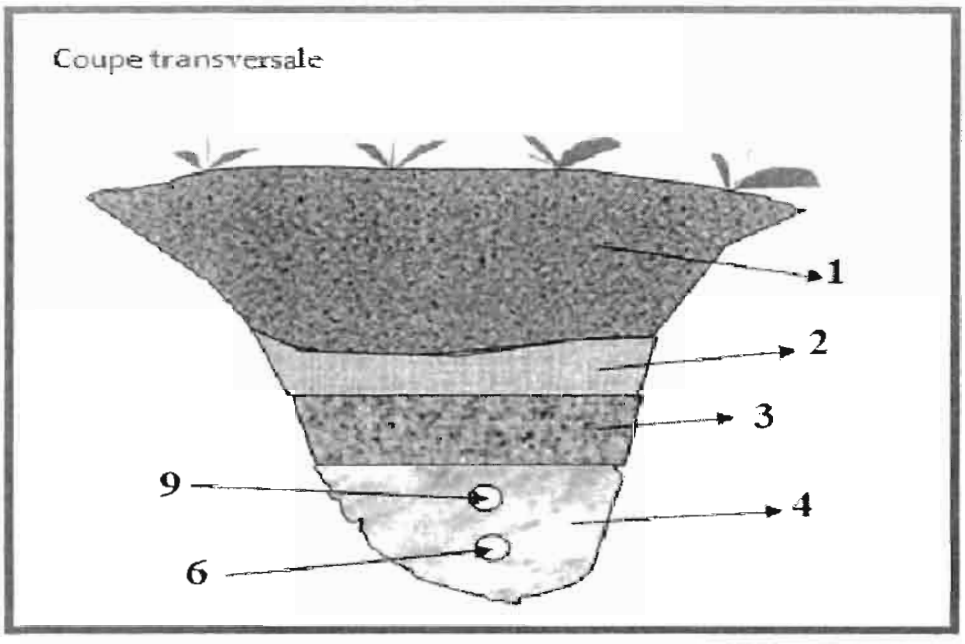
Un barrage très étanche doit s'établir sur la couche imperméable. De là l'eau est dirigée dans une chambre de départ et sa distribution va suivre. Les détails adoptés sont observés sur la figure 10

Comme le captage est le cœur de toute adduction d'eau, on attachera une attention particulière à ce que cette opération soit bien faite car une fois établie à la légère, elle peut entrainer une mise hors service de tout le système de l'adduction et du fait que le captage n'est plus accessible une fois remblayé.

Les principaux travaux d'aménagement et les problèmes techniques sont :

1. Ouverture (terrassement) et nettoyage du captage
2. Construction d'un mur de barrage ;
3. Pose du filtre, du matériel d'étanchéité et de la tuyauterie de captage ;
4. Fermeture et engazonnement (ou autres herbes courtes) du captage ;
5. Protection du captage (clôture, tranchée antiérosive).

En fin de compte le captage comprendra une chambre de collecte, un périmètre de protection clôturé et éventuellement une borne fontaine alimentée par la chambre de départ pour desservir la population environnante.



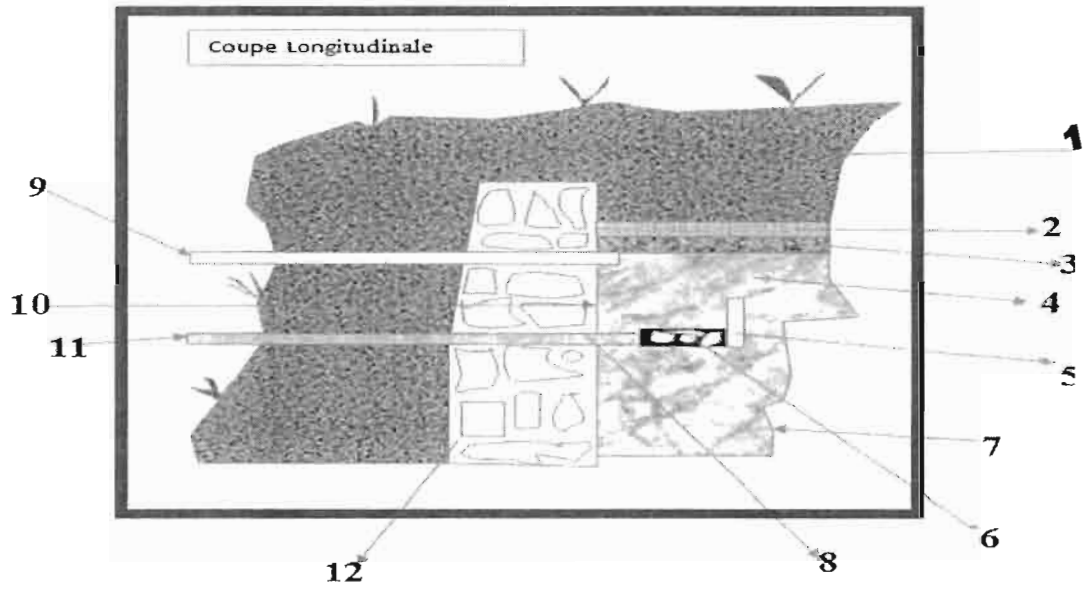


Figure 10: Schéma de principe de captage

Légende.

1. Remblais simple
2. Couche d'étanchéité(Argile)
3. Etanchéité en plastique
4. Couche filtrante
5. Bouchon
6. Drain perforé en PVC
7. Couche naturelle imperméable
8. Tuyau en PVC de sortie
9. Trop plein
10. Couche d'étanchéité
11. Vers chambre de départ
12. Barrage en moellon

IV.3 Ouvrages de captage

➢ Chambre de captage

C'est un ouvrage qui consiste à collecter les filets d'eau d'une source et les amener dans un petit réservoir visitable appelé chambre collectrice si on a plusieurs sources ou dans une chambre de départ dans le cas où on a une seule source.

➢ Chambre collectrice

Destinée à collecter les eaux provenant de plusieurs émergences dans le but de les acheminer dans la chambre de départ.

➢ Chambre de départ

C'est un ouvrage construit souvent en moellons et est destiné à accueillir les eaux de la chambre de captage. Elle est souvent compartimentée pour pouvoir décanter les particules solides (sable) dans le premier compartiment et l'eau passe ensuite au-dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ. Ces trois chambres sont construites de la même façon qu'un réservoir, seulement on tient compte de la quantité d'eau à capter.

IV.4 Les caractéristiques des matériaux de captage

➢ Les drains

Les drains doivent pouvoir capter un maximum d'eau pour une charge hydraulique la plus faible possible. A cette effet, ils devront avoir un coefficient d'ouverture le plus possible et un slot (ouverture des fentes) le plus élevé. Entre le drain et l'aquifère, on y implantera un gravier filtrant calibre en fonction du slot de la crépine et de la granulométrie des terrains encaissants. Le slot de la crépine et de la granulométrie du gravier filtrant correspondant seront fonction de la nature du terrain meuble rencontre dans l'environnement de l'émergence. Pour des sables fins (diamètre moyen : 150 à 250 microns) on utilise un slot de 0,5mm et pour des sable moyens au grossiers (diamètre moyen : 400 à 500 microns), un slot de 1,0mm. La crépine des drains en PVC de qualité alimentaire sera rainurée longitudinalement. Cela permet un classement naturel autour du drain. Les fentes de 0,5 ou de 1mm seront transversales. Le diamètre

extérieur des drains sera d'au moins 95mm. Pour les captages très ponctuels dont le débit est élevé, on utilisera des drains d'un diamètre de 200mm. Le pourcentage d'ouverture total des fentes par rapport à la surface totale des drains sera d'au moins 6% pour les slots de 0,5mm et de 10% pour les slots de 1mm. Les drains seront circulaires.

- **Le gravier filtrant**

Le gravier filtrant sera roulé est siliceux (jamais de concassé), on le constituera a partir des sables (0,25à 0,5mm), (0,5à1mm et 1,00à2mm) et des graviers de 2,00mm à 5mm) à rechercher dans les alluvions des rivières. Les caractéristiques du drain et du gravier filtrants changent en fonction de la granulométrie du sable de la source comme présentée au tableau suivant :

Slot de la crépine	**0,5mm**	**1mm**
Fraction du gravier filtrant	Sables très fins	Sables moyens
De 0,25mm à 0,5mm De 0,5mm à 1mm De 1mm à 2,00mm De 2,00mm à 5,00mm	10% 40% 40% 10%	- 10% 45% 45%

Tableau 8 : Granulométrie du gravier filtrant

- **Les tranchées drainantes**

Elles auront au strict minimum 1,60m de profondeur sous le niveau de la nappe en basses eaux. La largeur des tranchées ne doit pas dépasser 1,00m. Ces tranchées seront toujours blindées et elles ne pourront en aucun cas avoir des parois obliques, pour éviter des remblais plus importants avec des matériaux spéciaux et une bâché de protection plus étendue. Le fil d'eau du drain reposera à au moins 0,10m de gravier filtrant. La pente du drain ne dépassera 0,5%

IV.5 La désinfection du captage

Pour assurer un potentiel de résistance aux germes microbiens pouvant contaminer la source, le gravier filtrant et le massif de sable filtrant doivent subir une désinfection par aspersion d'hypochlorite.

IV.6 Protection de la zone de captage

Une source captée doit être protégée contre toute pollution susceptible d'altérer la potabilité de l'eau et contre des arbres dont les racines peuvent envahir le captage

Protection contre les dangers humains (vandalisme)

Une source captée est protégée par une clôture autour de la zone de captage. La clôture a pour but d'éviter que des hommes ou des animaux n'introduisent des éléments polluant dans la zone de captage ou n'endommagent les ouvrages annexes.

Protection contre la pollution par les eaux superficielles :

A cette fin, on aménage une ou deux canalisations, selon les besoins, dont la capacité de transport est suffisante pour évacuer les eaux de ruissellement.

Protection contre les racines d'arbres

Les arbres à racines profondes représentent un grand danger pour le captage. En effet, les racines se dirigent vers la crépine et bouchent les trous par lesquels l'eau est filtrée. On remarque ce phénomène par la réduction de débit de la source captée. Il s'agit ici d'un problème sérieux car il faut détruire totalement le captage et déraciner les arbres. C'est pourquoi au cours des travaux de captage, il faut dégager toute la végétation dans un rayon de 15 à 25 m.

CHAP. V.DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

V.0.Eléments constitutifs du présent projet

Le réseau du présent projet est constitué par :

- la chambre de captage, la chambre de départ
- les chambres de vanne, de purge, de ventouse
- les réservoirs
- les conduites
- les bornes fontaines

V.1.La chambre de vanne et de sectionnement (chambre de répartition)

C'est un ouvrage permettant de répartir le débit dans les différents branchements du tronçon.

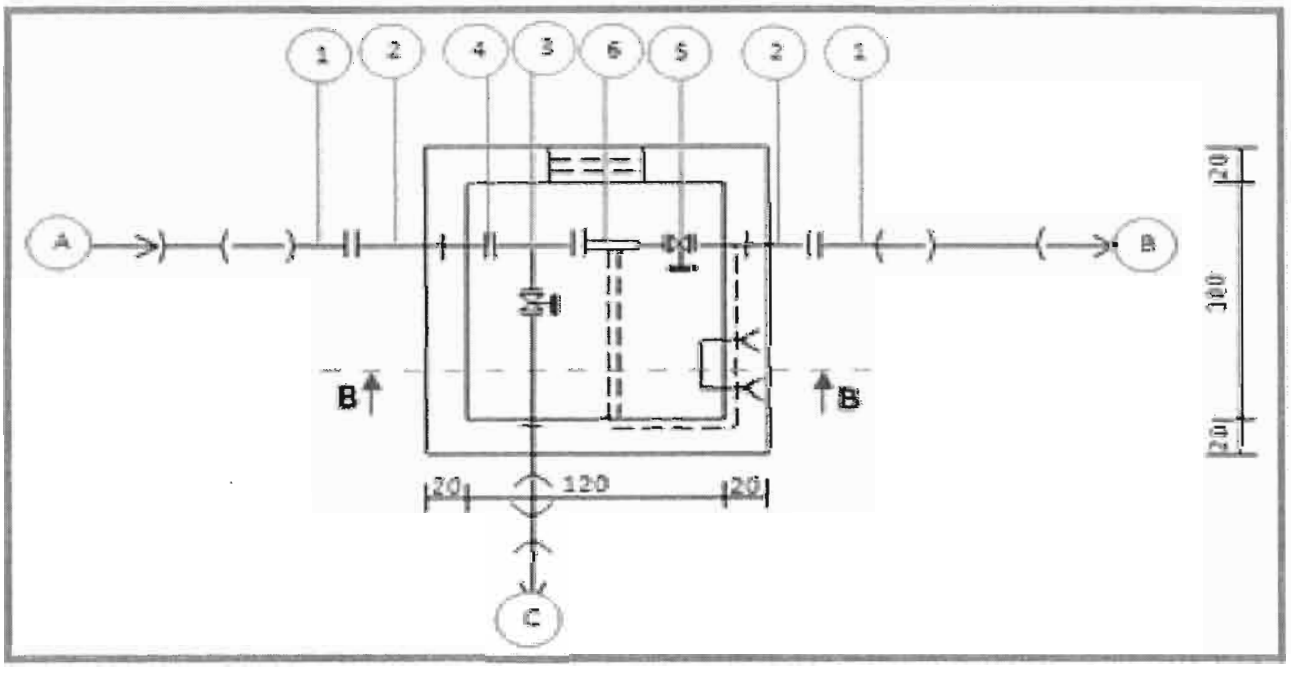


Figure 11 : Schéma d'une vanne de sectionnement

Légende :

1. Bride-emboitement
2. Manchette d'ancrage
3. Té DN A,B ou C
4. Raccord d'union
5. Vanne
6. Joint de démontage

V.2.La chambre de ventouse (purge d'air)

C'est un ouvrage construit comme celui de purge mais cette fois-ci installé aux différents points hauts du réseau pour éliminer de l'air contenu dans les conduites.

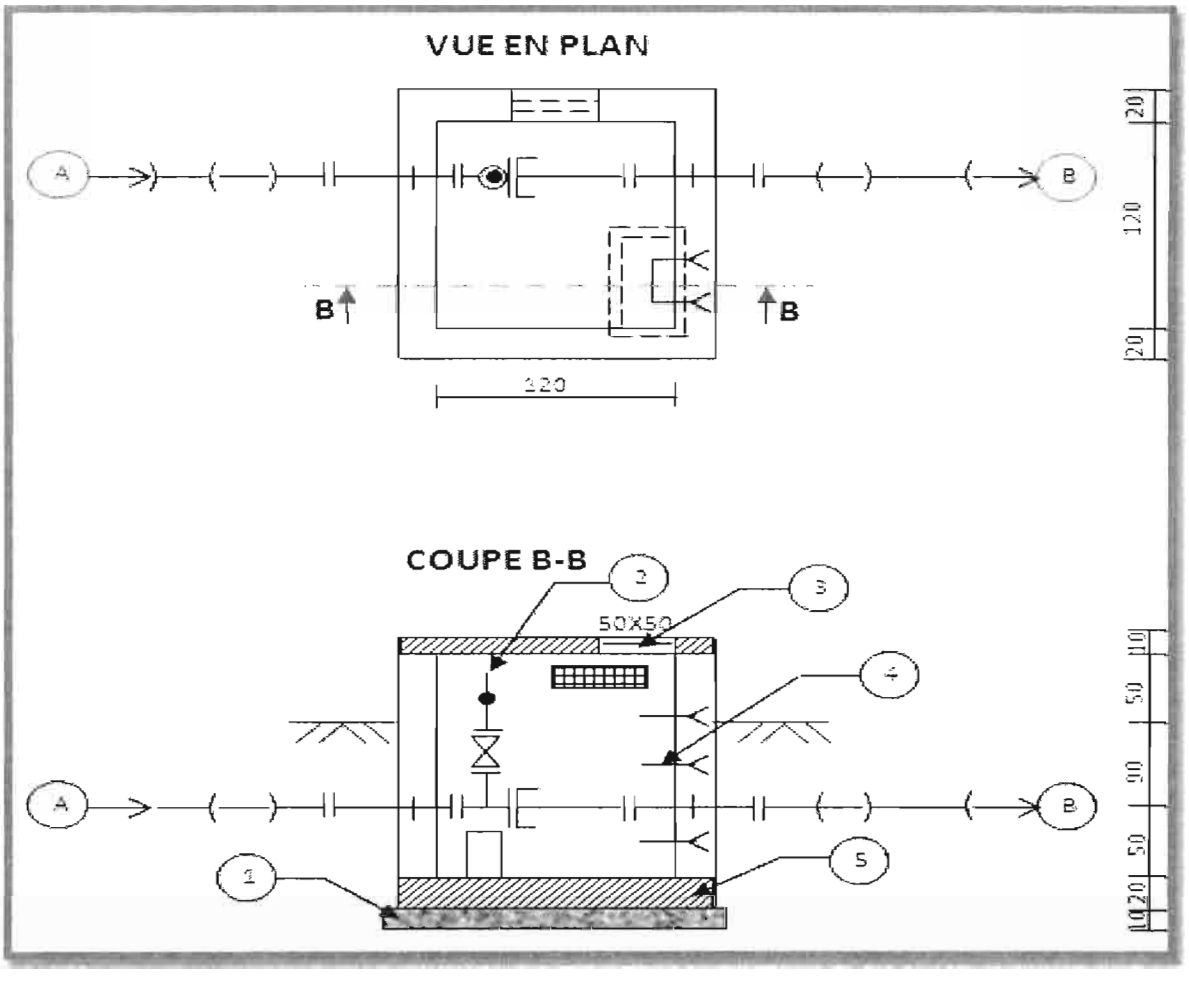


Figure 12 : Vue en plan et coupe d'une ventouse.

Légende :

1. Béton de propreté
2. Ventouse
3. Couvercle
4. Echelons en acier
5. Béton armé

V.3.La chambre de purge (vidange)

C'est un ouvrage installé aux différents points bas du réseau pour éliminer les dépôts solides contenus dans les conduites en cas d'eau très chargée.

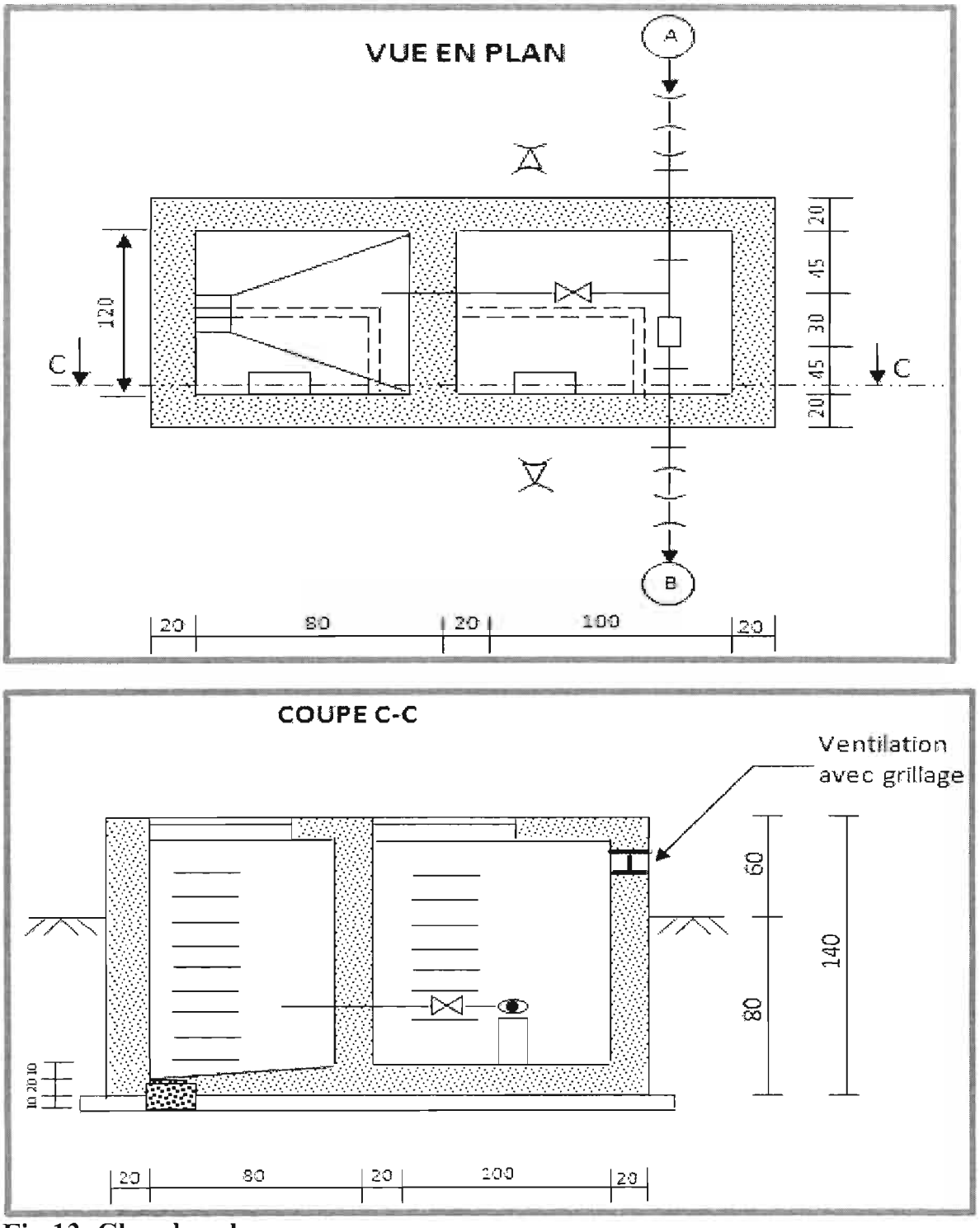


Fig.13. Chambre de purge

V.4.La chambre de vannes pour les bornes fontaines

Les chambres de vannes d'arrêt permettent d'isoler un tronçon du réseau pour effectuer des réparations ou entretien tout en maintenant la distribution dans les autres parties du réseau.

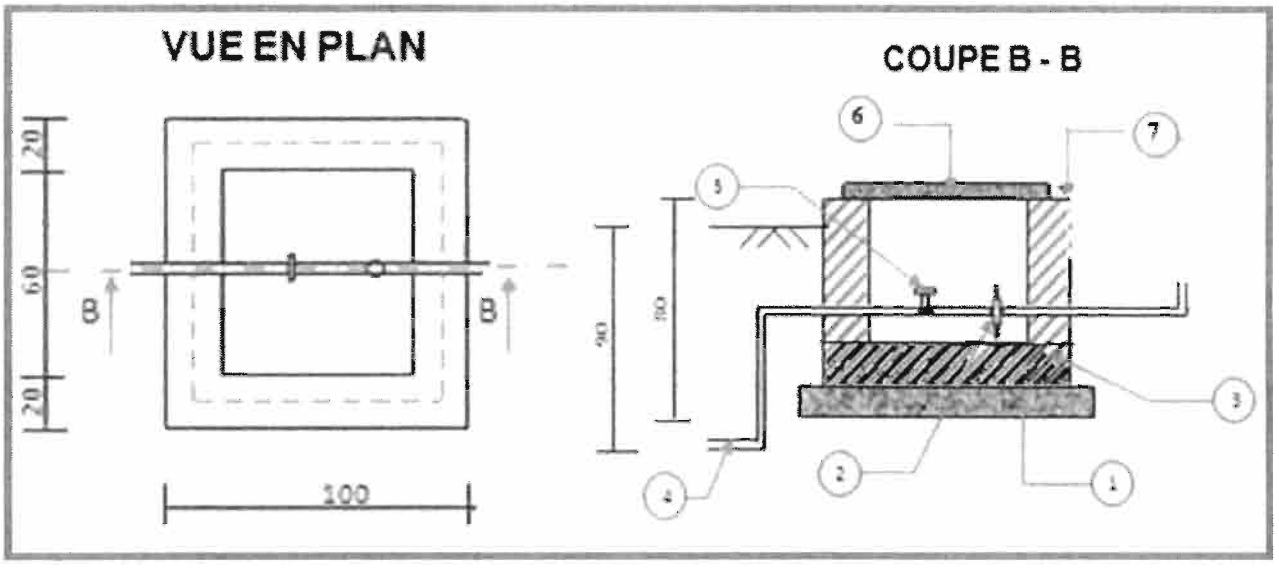


Figure 14. Chambre de vanne pour BF

Légende :

1. Béton de propreté
2. Réducteur
3. Radier
4. Conduite
5. Robinet
6. Couvercle
7. Mur en briques

V.5.Les bornes fontaines

Sont des ouvrages alimentés à partir du réservoir d'accumulation sur le réseau. C'est un ouvrage servant de puisage d'eau pour la population.

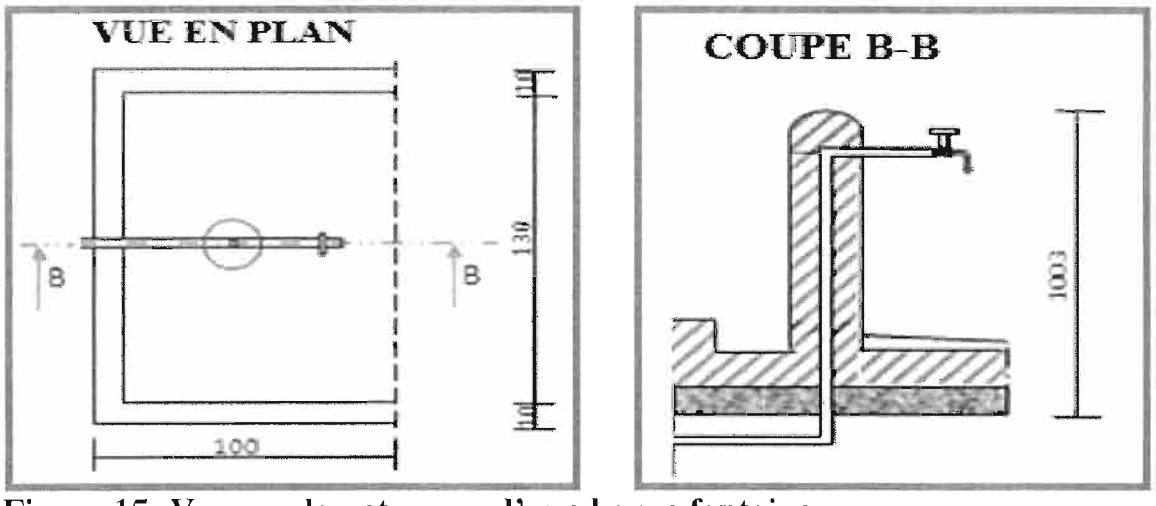


Figure 15: Vue en plan et coupe d'une borne fontaine

V.6. Le Réservoir

V.6.1.Définition

Le réservoir est un ouvrage qui permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restitue lorsque la consommation devient supérieure à la production.

V.6.2.Types de réservoir

Les types de réservoirs dépendent de la manière dont ils sont construits, de leur hauteur et de leur mode de construction.

On distingue :

- Le réservoir enterré
- Le réservoir semi- enterré
- Le réservoir surélevé

Et d'après leurs modes de construction, on peut avoir le réservoir en maçonnerie, en béton, en béton armé, en béton précontraint et des réservoirs métalliques.

Pour le présent projet, nous proposons un réservoir en maçonnerie et semi-enterré avec une forme cylindrique car ce dernier résiste mieux à la pression hydrostatique et consomme moins de matériaux de construction surtout trouvés sur place.

V.6.3.Emplacement des réservoirs

Les réservoirs sont placés au centre de gravité de l'agglomération à une altitude élevée par rapport au point de consommation. Dans les plaines sans collines, on construit un château d'eau élevé.

V.6.4.Capacité du réservoir

Les paramètres dont on tient compte pour calculer la capacité du réservoir sont :

- La différence entre la quantité fournie par la source et la quantité nécessaire à la consommation.
- La répartition journalière
- La consommation journalière pour une population déterminée

Pour ce qui est du calcul de cette capacité, deux méthodes sont souvent employées : la méthode analytique ou la méthode graphique.

Pour le présent projet, nous adoptons la méthode analytique.

La capacité du réservoir est calculée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. Un réservoir est calculé pour satisfaire aux variations journalières de consommation en tenant compte des jours de plus fortes consommations. Le volume du réservoir est égal à la différence entre le volume entrant et le volume sortant pour un intervalle de temps bien déterminé.

L'intervalle pris comme référence est de 24heures.

Soit Ve et Vs, respectivement volume entrant et sortant du réservoir, on a:

$Ve=\int_0^t Qe\,(t)dt, Vs=\int_0^t Qs\,(t)dt$ **(V.1)**

Avec $Qe(t)$ et$Qs(t)$ respectivement les débits instantanés entrant et sortant du réservoir.

Signalons qu'en milieu rural, pour avoir le volume du réservoir, un coefficient variant entre 1,25 et 1,50 sera appliqué à la consommation journalière afin de remédier soit à une consommation exceptionnelle, soit à une interruption de l'adduction par suite d'accident ou pour l'entretien. Pour notre cas, nous prenons un coefficient égal à 1,50.

V_R=1,5* V. journalier **(V.2)**

Une autre chose importante qui influence la capacité du réservoir, c'est le facteur de variation horaire des consommations suivant la catégorie des bénéficiaires .Selon que la population est villageoise ou urbaine, on a des coefficients horaires différents.

La REGIDESO fournie les coefficients horaires suivants :

En milieu rural :

Temps en h	0 – 2	2 - 6	6 - 7	7 – 12	12- 14	14-19	19-22	22-24
Coefficients	0	0, 5	2	1 ,3	1, 6	2	0,1	0

En milieu urbain :

Temps en h	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
Coefficients	0, 1	0,2 3	2	1,7	1,6	1, 7	0,3	0,1

Tableau 9 .Coefficients horaire

Comme le présent projet est à réaliser dans le milieu rural, nous allons prendre les coefficients horaires du milieu rural.

Calcul proprement dit

Des formules suivantes sont utilisées pour compléter les tableaux suivants afin de déterminer la capacité théorique des réservoirs :

Symboles	Significations	Unité	Formule
Qsp	Débit sortant	m^3/h	Qsp=Qe*Ch
Vsp	Volume sortant partiel	m^3	Vsp=Qsp*T
Vsc	Volume sortant cumulé	m^3	Vsc= ∑Vsp
Vep	Volume entrant partiel	m^3	Vep=Qe*T
Vec	Volume entrant cumulé	m^3	Vec=∑Vep

(V.3)

Avec T : temps en heures

Ch. : coefficient horaire

Qe : débit entrant en m^3/h

V.6.5. Tableaux de calcul des capacités des réservoirs

Réservoir de la chambre de départ R_0 ou CD

Periode	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
0-2	2	0	3.246	0	0	0	6.492	6.492	6.49
2-63	**4**	**0.5**	**3.246**	**1.623**	**6.492**	**6.492**	**12.984**	**19.48**	**12.98**
6-7	1	2	3.246	6.492	6.492	12.984	3.246	22.72	9.74
7-12	5	1.3	3.246	4.2198	21.1	34.083	16.23	38.95	4.87
12-14	2	1.6	3.246	5.1936	10.39	44.47	6.492	45.44	0.97
14-19	**5**	**2**	**3.246**	**6.492**	**32.46**	**76.93**	**16.23**	**61.67**	**-15.26**
19-22	3	0.1	3.246	0.3246	0.974	77.904	9.738	71.41	-6.49
22-24	2	0	3.246	0	0	77.904	6.492	77.9	0

Cap.th. =Grand supplément+|Grand déficit |

Cap.choisie = 1,5*Cap.th. **(V.4)**

Grand supplément	Grand deficit	capacitéthéorique	capacitéchoisie	capacitéchoisie
12.98	-15.3	28.2	42.36	45

Periode	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
0-2	2	0	0.398	0	0	0	0.796	0.796	0.79
2-63	**4**	**0.5**	**0.398**	**0.199**	**0.796**	**0.796**	**1.592**	**2.388**	**1.59**
6-7	1	2	0.398	0.796	0.796	1.592	0.398	2.786	1.19
7-12	5	1.3	0.398	0.5174	2.587	4.179	1.99	4.776	0.59
12-14	2	1.6	0.398	0.6368	1.274	5.4526	0.796	5.572	0.12
14-19	**5**	**2**	**0.398**	**0.796**	**3.98**	**9.4326**	**1.99**	**7.562**	**-1.87**
19-22	3	0.1	0.398	0.0398	0.119	9.552	1.194	8.756	-0.79
22-24	2	0	0.398	0	0	9.552	0.796	9.552	0

Cap.th. =Grand supplément+|Grand déficit |

Cap.choisie = 1,5*Cap.th.

Grand supplément	Grand déficit	capacité théorique	capacité choisie	capacité choisie
1.592	-1.87	3.46	5.1945	10

Réservoir GATURA R2

	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
0-2	2	0	0.667	0	0	0	1.334	1.334	1.33
2-63	**4**	**0.5**	**0.667**	**0.3335**	**1.334**	**1.334**	**2.668**	**4.002**	**2.66**
6-7	1	2	0.667	1.334	1.334	2.668	0.667	4.669	2.00
7-12	5	1.3	0.667	0.8671	4.336	7.0035	3.335	8.004	1.00
12-14	2	1.6	0.667	1.0672	2.134	9.1379	1.334	9.338	0.20
14-19	**5**	**2**	**0.667**	**1.334**	**6.67**	**15.808**	**3.335**	**12.67**	**-3.13**
19-22	3	0.1	0.667	0.0667	0.2	16.008	2.001	14.67	-1.33
22-24	2	0	0.667	0	0	16.008	1.334	16.01	0

Cap.th. =Grand supplément+|Grand déficit |

Cap.choisie = 1,5*Cap.th.

Grand supplément	Grand déficit	capacité théorique	capacité choisie	capacité choisie
2.668	-3.14	5.8	8.7045	10

Réservoir MITAKATAKA

	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
0-2	2	0	1.145	0	0	0	2.29	2.29	2.29
2-63	**4**	**0.5**	**1.145**	**0.5725**	**2.29**	**2.29**	**4.58**	**6.87**	**9.58**
6-7	1	2	1.145	2.29	2.29	4.58	1.145	8.015	3.435
7-12	5	1.3	1.145	1.4885	7.443	12.023	5.725	13.74	1.718
12-14	2	1.6	1.145	1.832	3.664	15.687	2.29	16.03	0.344
14-19	**5**	**2**	**1.145**	**2.29**	**11.45**	**27.137**	**5.725**	**21.76**	**-6.382**
19-22	3	0.1	1.145	0.1145	0.344	27.48	3.435	25.19	-2.29
22-24	2	0	1.145	0	0	27.48	2.29	27.48	0

Cap.th. =Grand supplément+|Grand déficit |

Cap.choisie = 1,5*Cap.th.

Grand supplément	Grand deficit	capacite théorique	capacite choisie	capacité choisie
9.58	-6.38	15.96	23.94	25

Réservoir RANDA

Periode	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
0-2	2	0	1.036	0	0	0	2.072	2.072	2.07
2-6	**4**	**0.5**	**1.036**	**0.518**	**2.072**	**2.072**	**4.144**	**6.216**	**4.14**
6-7	1	2	1.036	2.072	2.072	4.144	1.036	7.252	3.10
7-12	5	1.3	1.036	1.3468	6.734	10.878	5.18	12.43	1.55
12-14	2	1.6	1.036	1.6576	3.315	14.193	2.072	14.5	0.31
14-19	**5**	**2**	**1.036**	**2.072**	**10.36**	**24.553**	**5.18**	**19.68**	**-4.87**
19-22	3	0.1	1.036	0.1036	0.311	24.864	3.108	22.79	-2.07
22-24	2	0	1.036	0	0	24.864	2.072	24.86	0

Cap.th. =Grand supplément+|Grand déficit |

Cap.choisie = 1,5*Cap.th.

Grand supplément	Grand deficit	capacité théorique	capacité choisie	capacité choisie
4.144	-4.87	9.01	13.52	15

V.7 Dimensionnement du réservoir

V.7.1 Introduction

Le dimensionnement d'un réservoir consiste à déterminer les armatures et l'épaisseur de la dalle de couverture et du radier. Pour y parvenir, on calculera les éléments de base tels que le diamètre et la hauteur du réservoir.

Les critères suivants sont pris en considération :

- Le radier et la dalle de couvercle du réservoir seront réalisés en béton armé dosé à 350 kg/m^3 et les parois en maçonnerie de moellon avec un mortier de ciment dosé à 300 kg/m^3.
  - les parois intérieures c'est-à-dire en contact avec l'eau seront revêtues d'une couche d'étanchéité dosée à 400 kg/m3
  - les parois extérieures en contact avec le sol seront recouvertes d'un enduit bitumineux et celles visibles seront rejointoyées.

V.7.2 Principales dimensions des réservoirs

Tous les réservoirs ont comme grandes parties : le radier, la paroi, le couvercle. Pour le présent projet, nous avons 1 réservoir de 45 m^3, 1 réservoirs de 25 m^3 , 1réservoirs de 15 m^3 et 2 réservoirs de 10 m^3.

- **Diamètre**

Le volume de chaque réservoir étant connu, le diamètre est déterminé à l'aide de la formule de FONLANDOSA suivante :

$$DI = 1{,}405\sqrt[3]{V} \qquad \textbf{(V.5)}$$

Avec :

DI : diamètre intérieur du réservoir en m

V : volume du réservoir en m^3

Le diamètre extérieur sera calculé par la formule suivante :

$$DE = DI + (E*2) \qquad \textbf{(V.6)}$$

Avec :

DE : diamètre extérieur

E : épaisseur des parois

L'épaisseur des parois est comprise entre 30 et 40cm. Pour notre cas, nous adoptons une épaisseur de 40cm.

- **Hauteur**

a)hauteur utile(Hu)

Toujours selon FONLADOSA, la hauteur utile est déterminée comme suit:

Hu/DI=0,46 **(V.7)**

Avec Hu : hauteur utile
DI : diamètre intérieur

b) hauteur libre(Hl)

Il s'agit de la hauteur entre le niveau de l'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle comprise entre 0,2 et 0,5m. On considère que la tranchée d'air est de 0,3 m.

c) Hauteur totale du réservoir

C'est la somme de la hauteur utile et de hauteur libre :

$\mathbf{H_t=H_u+H_l}$ **(V.8)**

Avec H_t : hauteur totale
H_u : hauteur utile
H_l : hauteur libre

Le tableau suivant montre les principales dimensions du réservoir

Réservoir	V (m^3)	DI(m)	ep.paroi (m)	DE(m)	Hu(m)	Hl(m)	Ht(m)	ép. radier (cm)
CD	45	4,997	0,4	5,797	2,299	0,3	2,60	30
GAHONGORE	10	3,027	0,4	3,827	1,392	0,3	1,70	30
GATURA	10	3,027	0,4	3,827	1,392	0,3	1,70	30
MITAKATAKA+ECOFO	25	4,108	0,4	4,908	1,89	0,3	2,19	30
RANDA+ECOFO	15	3,465	0,4	4,265	1,59	0,3	1,89	30

Tableau 10: récapitulatif des dimensions des réservoirs

V.7.3. Equipements des réservoirs

Le réservoir doit être muni de :

- Une conduite d'amenée
- Une conduite de distribution
- Une conduite de vidange
- Une conduite de trop-plein

V.7.4.Dimensionnement proprement dit des éléments du réservoir

❖ **Introduction**

- Le radier et la dalle de couvercle du réservoir seront réalisés en béton armé dosé à 350 kg/m^3 et les parois en maçonnerie de moellon avec un mortier de ciment dosé à 250 kg/m^2.
- les parois intérieures c'est-à-dire en contact avec l'eau seront revêtues d'une couche d'étanchéité.
- les parois extérieures en contact avec le sol seront recouvertes d'un enduit bitumineux et celles visibles seront rejointoyées.
- les échelles intérieures et extérieures seront nécessaires dans le but de faciliter l'entretien du réservoir.

Pour notre cas, le dimensionnement consistera à déterminer les armatures nécessaires pour le couvercle et pour le radier.

❖ **Dimensionnement du réservoir**

a) Dalle de couverture.

La dalle de couverture est du type planché-dalle. Elle protège l'eau contre les intempéries et d'autres éléments nuisibles à l'eau potable. Lors de son pré-dimensionnement ;

- Le poids propre est appelé charge permanente G. Elle est composée du béton de 25KN/m^3 mais pour la chape, elle est de 22KN/m^3

- Les surcharges appelées charges d'exploitation Q= 1KN/m^2*2=2KN/m^2, car on suppose que deux personnes puissent assurer l'entretien au–dessus de la couverture.

Les calculs se fait selon la norme BAEL. Comme la dalle est circulaire, elle sera calculée comme un carré dont le coté est égal au diamètre du cercle.

→ Le diamètre de la dalle $=D_1+ (0,4*2) + (2*5\ cm)$ **(V.9)**

Avec :

- 0,4 m d'épaisseur des parois et D_1 diamètre intérieur du réservoir calculé ci-dessus, 5 cm pour le dépassement.
- diamètre de la dalle = lx=ly

$$\rightarrow \alpha=\frac{lx}{ly} \qquad \textbf{(V.10)}$$

Si$0.4\leq\alpha\leq1$:il s'agit d'une dalle bidirectionnelle

$\alpha<0.4$: il s'agit d'une dalle unidirectionnelle

Pour notre cas, nous avons des dalles bidirectionnelles car lx=ly

Selon la norme BAEL, la hauteur de la dalle est donnée par les formules suivantes :

$h\geq \frac{lx}{30}$pour un panneau isolé,

$h\geq \frac{lx}{40}$pour une dalle continue.

Pour notre cas, il s'agit d'un panneau isolé, donc $h\geq\frac{lx}{30}$ **(V.11)**

Pour arriver à trouver les armatures nécessaires pour la dalle de couverture, nous suivons les étapes suivantes :

1) Evaluation des charges

- Poids propre de la chape(G_1)= ép. chape (2 cm)*largeur de la dalle*22KN/m^3
- Poids propre de la dalle(G_2)= ép. dalle*largeur de la dalle*25KN/m^3
- Charge d'exploitation(Q) = 2KN/m^2*largeur de la dalle
- Charge ultime : $Pu = 1.35*(G_1+G_2) +1.5Q$ **(V.12)**

N.B. Les charges considérées dans le calcul des dalles sont des charges comprises dans une bande (bande de calcul) d'une largeur b_o=1m.

2) Calcul des moments

$$\alpha = \frac{lx}{ly}$$

Pour notre cas, les dalles sont bidirectionnelles et lx=ly, nous allons avoir le nombre des aciers dans les deux sens X et Y qui est égal.

$Mx = \mu x * Pu * lx^2$ **(V.13)**

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4\alpha)}$ **(V.14)**

$\mu y = \alpha^2 * (1-0.95*(1-\alpha^2))$ **(V.15)**

$Mox = \mu x.Pu.lx^2$ **(V.16)**

$Moy = \mu y * Mox$ **(V.17)**

Mox =moment dans le sens des X
Moy =moment dans le sens des Y

3) Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bo*d^2*fbu}$$ **(V.18)**

μ_{bu}=moment réduit correspondant
M = Mox=Moy=moment
bo=largeur de référence =1m
d=0.9h **(V.19)**

Avec : h épaisseur de la dalle
d hauteur utile de la section

fbu =contrainte de déformation = $\frac{0.85*fc28}{\theta*\gamma b}$ **(V.20)**

fc_{28}=résistance à la compression du béton mesurée à 28 jours d'âge =25 MPa
$\theta = 1$
$\gamma b = 1.5$

Les armatures en travée (dans le sens de lx ou ly)

Si$\mu_{bu} < \mu_{lu}$(moment réduit limite)=0.3;il n'y aura pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus avec la formule suivante :

$$AU_t=\frac{Mt}{Zb*fed} \quad \textbf{(V.21)}$$

Au_t=section utile des aciers en travée

M_t=moment en travée =0.85Mox= 0.85Moy **(V.22)**

fed= résistance mécanique de l'acier $=\frac{fe}{\gamma s}$ **(V.23)**

fe=limite d'élasticité = 400 MPa

γs =1.15

$\varepsilon=1{,}25(1-\sqrt{1-2\mu bu})$ **(V.24)**

Zb = bras de lévier = d(1-0,4* ε) **(V.25)**

On doit vérifier que : $Au \geq Amin=0.23*\frac{ft\,28}{fe}*bo*d$ **(V.26)**

Avec :$Ft_{28}=0.6+0.06fc_{28}$ **(V.27)**

Ft_{28}=résistance à la traction du béton mesurée à 28 jours d'âge

Si Au <Amin, on adopte pour Au la valeur trouvée pour Amin

Les armatures aux appuis (dans les sens de lx ou ly)

Ma=0,5Mox=0,5*Moy **(V.28)**

Après avoir déterminé le moment aux appuis avec la formule ci-haute écrite, on procède de la même manière pour obtenir les armatures. Mais en pratique, nous allons mener les calculs uniquement pour les travées.

a.1) Réservoir de 15 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=4.37 m

$h \geq \frac{4.37m}{30}$

h≥0.1456667 m soit **h=15 cm**

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1)=1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m
Poids propre de la dalle (G_2) =1 m*0.15 m*25 KN/m^3=3.75 KN/m
Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m
Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+3.75) +1.5*2=8.657 KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{4.37}{4.37} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2))=1$

Mox =1KN.m*0.037*8.657*4.37^2=6.117KN.m

Moy = μy*Mox=1KN.m*1*6.117 =6.117KN.m

***calcul des armatures(dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5}$ = 14.170MPa soit 14.170*10^6 N/m^2

bo=1m

d=0.9h=0.9*0.15=0.135 m

$\mu_{bu} = \frac{6.117*10^3\ N.m}{1\ m*(0.135\ m)^2*14.17*10^6\ N/m^2} = 0.024$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$;il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

M_t=0.85*6.117=5.199KN.m

$fed = \frac{400MPa}{1.15}$=347.826MPa soit 347.826*10^6N/m^2

$\varepsilon = 1{,}25*(1-\sqrt{1-2*0.024}) = 0.030$

Zb = 0.135*(1-0,4*0.030)=0.133

$AU_t = \frac{5.199*10^3 N.m}{0.133\ m*347.826*10^6\ N/m^2}$ = 1.124*$10^{-4}$$m^2$ soit 1.124 cm^2

Vérification si Au≥Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.135 m=1.630*$10^{-4}$$m^2$ soit 1.630 cm^2
Au adoptée=1.630 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe 2)
4 $\varnothing_8$/m

a.2) réservoir de 25 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=5.01 m
h≥$\frac{5.01\ m}{30}$
h≥0.167m soit h=20 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1)=1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m
Poids propre de la dalle (G_2) =1 m*0.2 m*25 KN/m^3=5 KN/m
Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m
Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+5)+1.5*2= 10.344 KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{5.01\ m}{5.01\ m} = 1$
$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$
$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2))=1$
Mox =1KN.m*0.037*10.344*5.01^2=9.607KN.m
Moy = μy*Mox=1KN.m*1*9.607=9.607KN.m

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

fbu =$\frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5}$ = 14.17 MPa soit 14.17*10^6 N/m^2
bo=1m
d=0.9h=0.9*0.2=0.18 m
$\mu_{bu} = \frac{9.607*10^3 N.m}{1\ m*(0.18\ m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0.021$

$\mu_{bu}<\mu_{lu}$ =0.3;il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

M_t=0.85*9.607=8.166KN.m

fed=$\frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

Ɛ=1,25*(1-$\sqrt{1-2*0.021}$) =0.027

Zb = 0.18*(1-0,4*0.027) =0.178

AU_t=$\frac{8.166*10^3 N.m}{0.178\ m*347.826*10^6 N/m^2}$ =1.319*$10^{-4}$$m^2$ soit 1.319 cm^2

Vérification si Au≥Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.18 m=2.174*$10^{-4}$$m^2$ soit 2.174 cm^2

Au adoptée=2.174 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

5 $\varnothing_8$/m

a.3) réservoir de 10 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=3,93 m

h≥$\frac{3,93\ m}{30}$

h≥0,131m soit **h=15 cm**

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1)=1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m

Poids propre de la dalle (G_2) =1 m*0.15 m*25 KN/m^3=3,75 KN/m

Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m

Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+3,75)+1.5*2=8,656KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{3,93\ m}{3,93\ m} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2)) = 1$

$Mox = 1KN.m*0.037*8,656*3,93^2 = 4,946\ KN.m$

$Moy = \mu y*Mox = 1KN.m*1*4,946 = 4,946\ KN.m$

***calcul des armatures(dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5} = 14.17$ MPa soit $14.17*10^6$ N/m^2

bo=1m

d=0.9h=0.9*0.15=0,135 m

$\mu_{bu} = \frac{4,946*10^3 N.m}{1m*(0.135\ m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0,019$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$;il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

$M_t = 0.85*4,946KN.m = 4,204KN.m$

$fed = \frac{400MPa}{1.15} = 347.826MPa$ soit $347.826*10^6 N/m^2$

$\varepsilon = 1,25*(1-\sqrt{1-2*0.019}) = 0,024$

$Zb = 0.135*(1-0,4*0.024) = 0,134$

$Au_t = \frac{4,204*10^3 N.m}{0.134\ m*347.826*10^6 N/m^2} = 0,90*10^{-4} m^2$ soit $0,9cm^2$

Vérification si Au≥Amin

$Amin = 0.23*\frac{2.1MPa}{400MPa}*1m*0.135\ m = 1,63*10^{-4} m^2$ soit $1,63\ cm^2$

Au adoptée=1,63 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$4\varnothing_8/m$

a.2) réservoir de 45 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=5.90 m

$h \geq \frac{5,90\ m}{30}$

h≥0.196 m soit h=20 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1)=1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m
Poids propre de la dalle (G_2) =1 m*0.2 m*25 KN/m^3=5 KN/m
Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m
Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+5) +1.5*2= 10.344 KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{5,90\ m}{5,90\ m} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2))=1$

Mox =1KN.m*0.037*10.344*5.90^2=13,32KN.m

Moy = μy*Mox=1KN.m*1*13,32=13,32KN.m

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5}$ = 14.17 MPa soit 14.17*10^6 N/m^2

bo=1m

d=0.9h=0.9*0.2=0.18 m

$\mu_{bu} = \frac{13,32*10^3 N.m}{1\ m*(0.18\ m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0.029$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$;il n'y a pas nécessité d'aciers comprimés; Alors on détermine les aciers tendus :

M_t=0.85*9.32=7,922 N.m

$fed = \frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

$\varepsilon = 1,25*(1-\sqrt{1-2*0.029}) = 0.037$

Zb = 0.18*(1-0,4*0.037) =0,177

$Au_t = \frac{7,922*10^3 N.m}{0.177\ m*347.826*10^6 N/m^2}$ =1.29*$10^{-4}$$m^2$ soit 1,29 cm^2

Vérification si Au≥Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.18 m=2.174*$10^{-4}$$m^2$ soit 2.174 cm^2
Au adoptée=2.174 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)
5 $\varnothing_8$/m

b) Radier

Le radier sera considéré comme une semelle rectangulaire mais comme ses dimensions (longueur et largeur) sont grandes, on procédera dans les calculs comme une dalle. L'épaisseur du radier est comprise entre 25 cm et 40 cm.
Les charges importantes qui agissent sur le radier sont :

- son poids propre
- le poids de l'eau
- le poids des parois (en moellon + mortier)
- le poids du couvercle

Pour trouver les armatures nécessaires pour le radier, les étapes suivantes seront suivies :

1) Pré-dimensionnement

Le processus est le même que pour la dalle de couverture à part que le dépassement est de 0.10m et h comprise entre 20 et 40cm.

2) Evaluation des charges

Détermination du poids propre du radier

Poids de la chape = ép. chape*largeur de dalle*22 KN/m^3

Poids propre du radier = ép. radier*largeur de dalle*25 KN/m^3 + poids chape

Détermination du poids de l'eau

Le volume occupé par l'eau =volume utile du réservoir=(DI^2*Π)/4*Hu (V.30)

Le poids de l'eau de ce réservoir est de : $P_E = 10KN/m^3 * V$ (V.31)

La surface sur laquelle agit ce poids d'eau est celle de la base du cercle (de diamètre intérieur), soit**S= $(DI^2 * \Pi)/4$ (V.32)**

Nous utilisons un carré de coté $= \sqrt{S}$ pour le poids par mètre linéaire comme l'exige la norme BAEL

On aura par conséquent : **$P_E/m = (P_E$*côté du carré)/S(V.33)**

Avec : P_E : poids d'eau

Tableau de calcul de la charge d'eau agissant sur le radier

V (m^3)	Hu(m)	DI(m)	SI(m^2)	C(m)	γ_v (KN/m^3)	P_E (KN)	P_E/m(KN/m)
45	2,299	4,997	19,601	4,43	10	450	101,64
15	1,594	3,465	9,4248	3,07	10	150	48,86
25	1,89	4,108	13,247	3,64	10	250	68,687
10	1,392	3,027	7,192	2,68	10	100	37,26

Tableau.11: Calcul de la charge d'eau agissant sur le radier

Avec V : volume du réservoir en m^3

Hu : hauteur utile du réservoir en m

SI : surface intérieure du réservoir en m^2

DI : diamètre intérieure du réservoir en m

C : côté du carré en m

γ_v : Poids volumique de l'eau en KN/m^3

P_E : poids de l'eau en KN

P_E/m : poids de l'eau par mètre linéaire en KN/m

→ **Détermination du poids des parois**

Le volume des parois = $((DE^2*\Pi/4) - (DI^2*\Pi/4))*H$ (V.34)

Avec : Volume occupé par les moellons = 85 %* volume des parois

Volume occupé par le mortier = 15%* volume des parois

Le poids volumique des moellons est supérieur à 28KN/m^3 ; nous adoptons un poids volumique de 30KN/m^3 pour les moellons.

Le poids du moellon P =30 KN/m^3*Volume occupé par les moellons (V.35)

Par **mètre linéaire, on a : p= (P*côté du carré)/S.carré (V.36)**

Le poids volumique du mortier lourd est supérieur à 15 KN/m^3, nous adoptons le poids volumique de 20KN/m^3

Le poids du mortier devient :P=20 KN/m^3*Volume occupé par le mortier (V.37)

Par mètre linéaire, on a Pm/m = (Pm*Coté du carré)/S. carré (V.38)

Avec :

Pm/m : poids par mètre linéaire en KN/m

Tableau de calcul de la charge des parois agissant sur le radier

V	DE	DI	Sp	C	Ht	Vp	γ_{vm}	γ_{vmt}	Pm	Pmt	Pm	pm	**pt**
m^3	M	M	m^2	M	M	m^3	KN/m^3	KN/m^3	KN	KN	KN/m	KN/m	**KN/m**
45	5,797	4,997	6,779	2,604	2,599	17,62	30	20	449,25	52,853	172,551	20,3	**192,851**
15	4,265	3,465	4,854	2,203	1,894	9,194	30	20	234,455	27,583	106,412	12,519	**118,931**
25	4,908	4,108	5,662	2,38	2,19	12,4	30	20	316,197	37,2	132,884	15,633	**148,517**
10	3,827	3,027	4,30	2,07	1,692	7,27	30	20	196,826	23,156	83,360	9,807	**93,169**

Tableau.12 : calcul de la charge des parois agissant sur le radier

Avec : V : volume du réservoir en m^3

Ht : hauteur totale du réservoir en m

Sp : surface des parois du réservoir en m^2

DI : diamètre intérieur du réservoir en m

DE : diamètre extérieur du réservoir en m

C : côté du carré en m

Vp : Volume des parois en m^3

Vm : Volume des moellons en m^3

Vmt : Volume du mortier en m^3

γ_{vm} : Poids volumique des moellons en KN/m^3

γ_{vmt} : Poids volumique du mortier en KN/m^3

Pm : poids des moellons en KN

Pmt : poids du mortier en KN

Pm/m : poids des moellons par mètre linéaire en KN/m

Pmt/m : poids du mortier par mètre linéaire en KN/m

PT/m : poids total par mètre linéaire en KN/m

Schéma statique des charges du réservoir

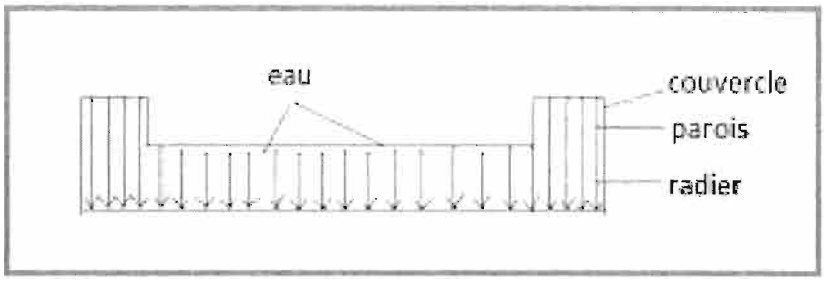


Figure 16:Schéma statique des charges du réservoir

N.B. Le poids de l'eau est négligeable par rapport à celui des parois d'où nous n'allons pas considérer ce dernier dans les calculs.

N.B. Dans les calculs qui vont suivre le poids total est assimilé aux autres charges supportées (G').Et comme le radier est appuyé totalement, nous utilisons dans la suite les formules relatives aux appuis. La condition $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.3$ n'est pas considérée car il n'y a pas de travée pour le radier.

b.1) réservoir de 15 m^3

***Pré-dimensionnement**

$lx=ly=4.47$ m

$h \geq \frac{4.47\ m}{30}$

$h \geq 0.149$ m

Pour le radier, la hauteur est comprise entre 20 et 40 cm d'où le choix de h =30 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G_1)=1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m
Poids propre du radier (G_2) =1 m*0.3 m*25 KN/m^3=7.5 KN/m
Autres charges supportées (G') =167,791 KN/m
Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m
Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+7.5+167,791)+1.5*2= 240,236 KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{4.47\ m}{4.47\ m} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2)) = 1$

Mox =1KN.m*0.037*240,236 *4.47^2=177,6KN.m

Moy = μy*Mox=1KN.m*1*177,6=177,6KN.m

***calcul des armatures(dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5} = 14.17$ MPa soit $14.17*10^6$ N/m^2

d=0.9h=0.9*0.30=0.27 m

bo=1m

$\mu_{bu} = \frac{177,6*10^3 N/m^2}{1\ m*(0.27m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0,172$

M_t=0.5*177,6=88,8KN.m

$fed=\frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

ε=1,25*(1-$\sqrt{1-2*0.172}$) = 0,024

Zb = 0.27*(1-0,4*0.024) =0.244

$AU_t=\frac{88,8\ *10^3 N/m^2}{0.244\ *347.826*10^6 N/m^2}$ = 10,46*$10^{-4}$$m^2$ soit 10,46 cm^2

Vérification si Au≥Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.27 m= 3.260*$10^{-4}$$m^2$ soit 3.260 cm^2

Au adoptée=10,46 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

7 $\varnothing_{14}$/m

b.2) réservoir de 25 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=5.11 m

$h\geq\frac{5.11\ m}{30}$

h≥0.170 m

Nous prenons aussi h égale 30 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G1) =1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m

Poids propre du radier (G2) =1 m*0.3 m*25 KN/m^3=7.5 KN/m

Autres charges supportées (G') =217,204 KN/m

Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m

Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+217,204 +7.5)+1.5*2=307KN/m

***calcul des moments**

$\alpha=\frac{lx}{ly}=\frac{5.11\ m}{5.11\ m}$ =1

$fed=\frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

ε=1,25*(1-$\sqrt{1-2*0.172}$) = 0,024

Zb = 0.27*(1-0,4*0.024) =0.244

$AU_t=\frac{88,8\ *10^3N/m^2}{0.244\ *347.826*10^6N/m^2}$ = 10,46*$10^{-4}$$m^2$ soit 10,46 cm^2

Vérification si Au≥Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.27 m= 3.260*$10^{-4}$$m^2$ soit 3.260 cm^2

Au adoptée=10,46 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

7 $\varnothing_{14}$/m

b.2) réservoir de 25 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=5.11 m

$h\geq\frac{5.11\ m}{30}$

h≥0.170 m

Nous prenons aussi h égale 30 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G1) =1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m

Poids propre du radier (G2) =1 m*0.3 m*25 KN/m^3=7.5 KN/m

Autres charges supportées (G') =217,204 KN/m

Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m

Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+217,204 +7.5)+1.5*2=307KN/m

***calcul des moments**

$\alpha=\frac{lx}{ly}=\frac{5.11\ m}{5.11\ m}=1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2)) = 1$

$Mox = 1KN.m*0.037*307*5.11^2 = 296,55\ KN.m$

$Moy = \mu y*Mox = 1KN.m*1*296,55 = 296,55\ KN.m$

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5} = 14.17\ MPa$ soit $14.17*10^6\ N/m^2$

$d = 0.9h = 0.9*0.30 = 0.27\ m$ $bo = 1m$

$\mu_{bu} = \frac{296,55*10^3 N/m^2}{1\ m*(0.27m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0,287$

$M_a = 0.5*296,55\ KN.m = 148,275\ KN.m$

$fed = \frac{400MPa}{1.15} = 347.826MPa$ soit $347.826*10^6 N/m^2$

$\varepsilon = 1,25*(1-\sqrt{1-2*0.287}) = 0,434$

$Zb = 0.27*(1-0,4*0,434) = 0.223$

$AU_t = \frac{148,275*10^3 N/m^2}{0.223*347.826*10^6 N/m^2} = 19,11*10^{-4} m^2$ soit $19,11\ cm^2$

Vérification si Au≥Amin

$Amin = 0.23*\frac{2.1MPa}{400MPa}*1m*0.27\ m = 3.260*10^{-4} m^2$ soit $3.260\ cm^2$

Au adoptée=19,11 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

10 $\varnothing_{16}$/m

b.2) réservoir de 45 m^3

***Pré-dimensionnement**

$lx = ly = 6\ m$

$h \geq \frac{6\ m}{30}$

$h \geq 0.2\ m$

Nous prenons aussi h égale 30 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G1) =1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m
Poids propre du radier (G2) =1 m*0.3 m*25 KN/m^3=7.5 KN/m
Autres charges supportées (G') =294,491 KN/m
Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m
Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+294,491 +7.5)+1.5*2=411,28KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{6\,m}{6\,m} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2)) = 1$

Mox =1KN.m*0.037*411,28 *6^2= 513,67 KN.m

Moy = μy*Mox=1KN.m*1* = 513,67 KN.m

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5} = 14.17$ MPa soit $14.17*10^6$ N/m^2

d=0.9h=0.9*0.30=0.27 m bo=1m

$\mu_{bu} = \frac{513,67*10^3 N/m^2}{1\,m*(0.27m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0,497$

M_a=0.5*513,67KN.m=256,835 KN.m

$fed = \frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

$\varepsilon = 1,25*(1-\sqrt{1-2*0.497}) = 1,153$

Zb = 0.27*(1-0,4*1,153) =0.145

$AU_t = \frac{256,835*10^3 N/m^2}{0.145*347.826*10^6 N/m^2}$ =50,92 *$10^{-4}$$m^2$ soit 50,92 cm^2

Vérification si Au ≥ Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.27 m= 3.260*$10^{-4}$$m^2$ soit 3.260 cm^2

Au adoptée=50,92 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

$7\varnothing_{32}$/m

b.2) réservoir de 10 m^3

***Pré-dimensionnement**

lx=ly=4,03 m

$h \geq \frac{4,03\ m}{30}$

h≥0.134 m

Nous prenons aussi h égale 30 cm

***Evaluation des charges**

Poids propre de la chape (G1) =1 m*0.02 m*22 KN/m^3=0.44 KN/m

Poids propre du radier (G2) =1 m*0.3 m*25 KN/m^3=7.5 KN/m

Autres charges supportées (G') =130,429 KN/m

Charge d'exploitation (Q) =1 m*2 KN/m^2=2 KN/m

Charge ultime Pu=1KN/m *1.35*(0.44+130,429 +7.5)+1.5*2=189,80 KN/m

***calcul des moments**

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{4,03\ m}{4,03\ m} = 1$

$\mu x = \frac{1}{8*(1+2.4*1)} = 0.037$

$\mu y = 1^2*(1-0.95*(1-1^2)) = 1$

Mox =1KN.m*0.037*189,80 *$4,03^2$=114,053 KN.m

Moy = μy*Mox=1KN.m*1*114,053 =114,053 KN.m

***calcul des armatures (dans le sens de lx ou ly)**

$fbu = \frac{0.85*25\ MPa}{1*1.5} = 14.17$ MPa soit $14.17*10^6$ N/m^2

d=0.9h=0.9*0.30=0.27 m bo=1m

$\mu_{bu} = \frac{114,053*10^3 N/m^2}{1\ m*(0.27m)^2*14.17*10^6 N/m^2} = 0,11$

M_a=0.5*114,053 KN.m=57,026KN.m

fed=$\frac{400MPa}{1.15}$ =347.826MPasoit 347.826*10^6N/m^2

Ɛ=1,25*(1-$\sqrt{1-2*0,11}$) = 0,146

Zb = 0.27*(1-0,4*0,146) =0,254

AU_t=$\frac{57,026*10^3 N/m^2}{0.254 *347.826*10^6 N/m^2}$ =6,45 *$10^{-4}$$m^2$ soit 6,45cm^2

Vérification si Au ≥ Amin

Amin=0.23*$\frac{2.1MPa}{400MPa}$*1m*0.27 m= 3.260*$10^{-4}$$m^2$ soit 3.260 cm^2

Au adoptée=6,45 cm^2

Choix des armatures (voir tableau en annexe)

5$\varnothing_{14}$/m

Schéma type du réservoir

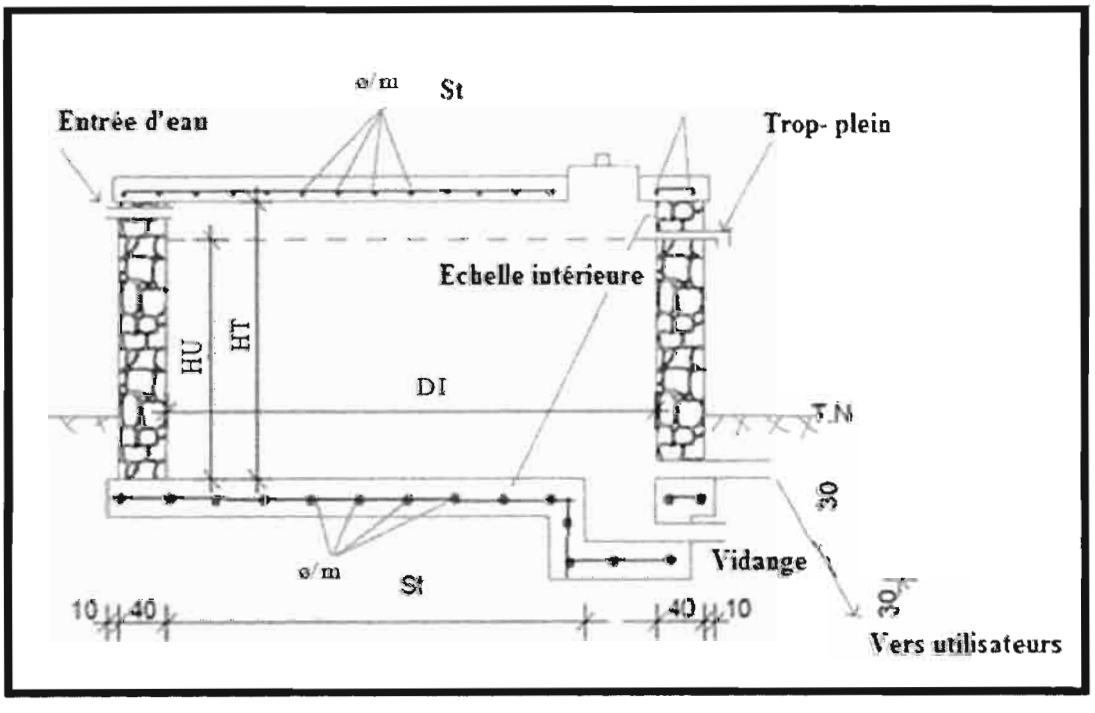


Figure 17: Schéma type du réservoir

V.7.5 Dimensionnement des conduites

En principe le dimensionnement des conduites tient compte de certain paramètres indispensable entre autre la vitesse de l'eau dans les conduite de distribution qui doit être supérieure à 0,3m/s pour éviter le dépôt des matière solide ou toute autre forme de colmatage et, inferieur à 1,5m/s pour éviter l'usure prématurée des conduites.

Les autres paramètres sont : le débit, le diamètre, les pertes de charges.

V.7.5.1 Nature et caractéristiques de la conduite d'alimentation

On distingue :

- les tuyaux en fonte
- les tuyaux en béton
- les tuyaux en acier galvanisé
- les tuyaux en matière plastique (polychlorure de Vinyle PVC)

Pour le cas du présent projet nous utiliserons les conduites en PVC (Polychlorure de Vinyle) pour des pressions pouvant aller jusqu'à 10bars (PN10) et 16 bars (PN16).

Le principe de base utilisé est que chaque point d'eau doit dépendre d'un réservoir pas trop éloigné. Le respect de ce principe strict qui exclut toutes prises directes sur les conduites d'adduction permettra de limiter les pertes incontrôlables.

V.7.6 Calculs hydrauliques

Lors des calculs hydrauliques, on va suivre une démarche suivante :

→ Le débit Q et la longueur du tronçon L sont connus
→ Choix du diamètre normalisé et de la pression nominale correspondante

→ Calcul de la vitesse $\mathbf{V=4Q/\Pi D^2}$ **(V.39)**

→ Vérifier que 0.3m/s<V<1,5m/s sinon changer le diamètre normalisé

→ Calcul nombre de Reynold qui caractérise le type d'écoulement du fluide en mouvement :$\mathbf{Re= (V*D)/\gamma}$ **(V.40)**

Avec : V : vitesse en m/s

γ : viscosité cinématique en m^2/s (10^{-6})

Re : le nombre de Reynold

Pour :

Re ≤ 2000 il s'agit de l'écoulement laminaire

Re≤ 4000 il s'agit de l'écoulement transitoire

Re > 4000 c'est un écoulement turbulent

→ Détermination de λ :

- Pour les écoulement laminaires λ=64/Re(ce genre ne se présente jamais dans les réseaux d'AEP) **(V.41)**
- Pour les écoulements turbulents dans les conduites lisses, on utilise l'équation de :

  blasius : $\mathbf{\lambda = 0,3164/Re^{0,25}}$ **(V.42)**

  Colebrook: $\mathbf{\lambda=1/(1,74+2*\log(D/2*\varepsilon))^2}$ **(V.43)**

Avecε : rugosité relative=0,003

Colebrook et white: $\mathbf{1/\sqrt{\lambda} =-2\log (K/3,7D +2,51/(Re*\sqrt{\lambda}))}$ **(V.44)**

Avec K: rugosité absolue

→ Calcul des pertes de charge unitaires : $\mathbf{j = \lambda v^2/(2*g*D)}$ **(V.45)**

Avec : j les pertes de charges unitaires m/ml

λ : coefficient de pertes de charges

v : vitesse en m/s

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

D : diamètre de la conduite en m

→ Déterminations des pertes de charges totales:**J=j*L** **(V.46)**

L : longueur du tronçon considéré

→ La détermination du cote piézométrique $\mathbf{Cp_n=Cp_{n-1}-J}$ **(V.47)**

La pression en un point du réseau est donnée par la différence entre la cote piézométrique et la cote du sol. En guise du Théorème de Bernoulli appliqué entre deux sections quelconques 1et2 de même débit permet d'écrire :

$$\mathbf{Z_1 + \frac{p1}{\rho g} + \frac{V1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p2}{\rho g} + \frac{V2^2}{2g} + \Delta H_{1\text{-}2}} \qquad \textbf{(V.48)}$$

Où : $\Delta H_{1\text{-}2}$ = pertes de charge totales engendrées dans le tronçon 1-2

Zi=énergie potentielle

$\frac{p}{\rho g}$=énergie due à la pression

$\frac{V^2}{2g}$=énergie cinétique

La somme de ces trois termes s'exprime en m d'eau. On a :

- P en (N/m^2 = pascal)
- ρ:masse volumique en kg/m^3
- V : vitesse en m/s
- g : accélération de la pesanteur en m/s^2

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

$\frac{p}{\rho g}$= Cp-Z

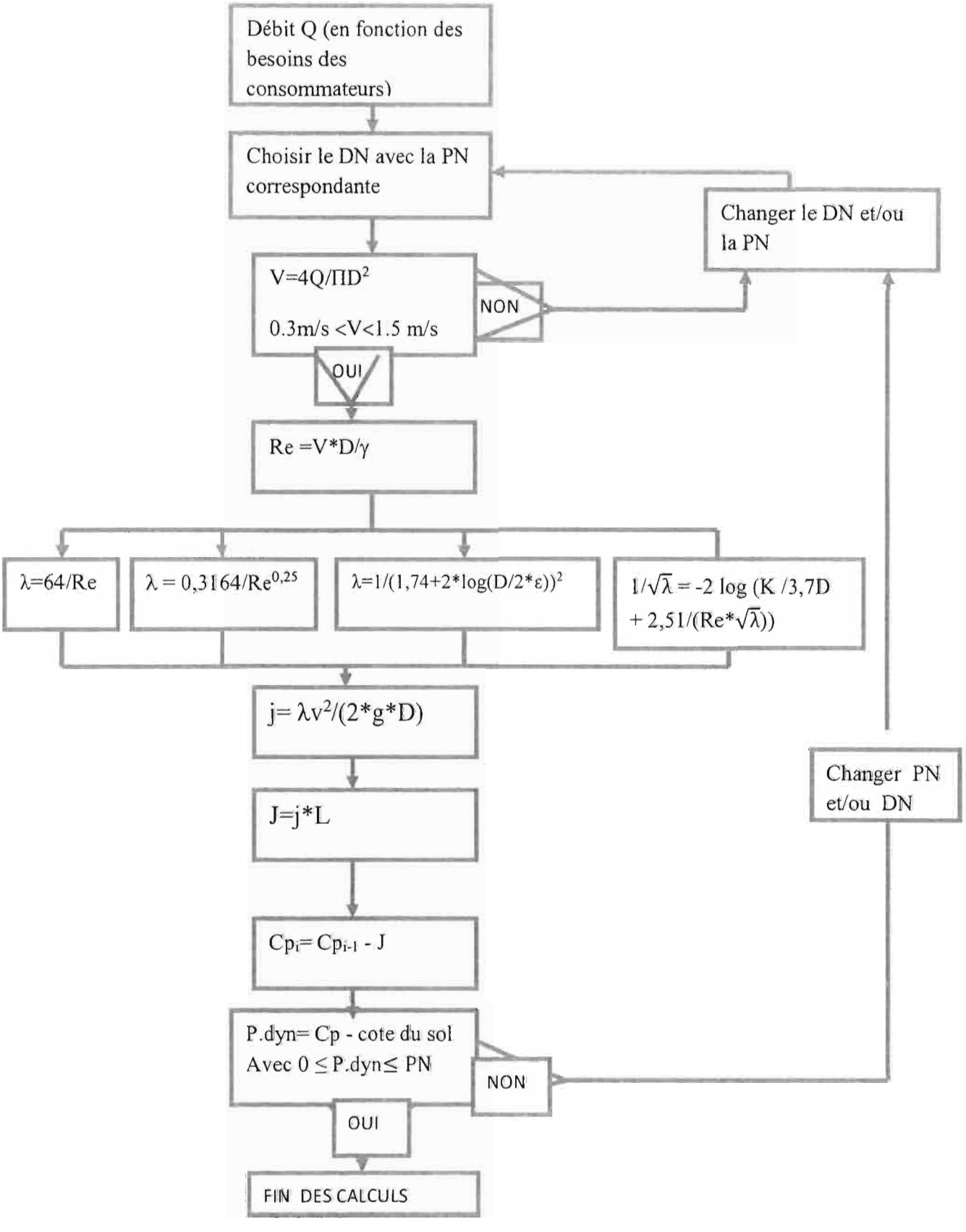
Cp : cote piézométrique

Z : cote du terrain naturel

D'où : P dyn= Cp-Z **(V.49)**

Avec $\frac{p}{\rho g}$: P dyn

Schématiquement, les calculs hydrauliques sont menés de la façon suivante :



N.B. La formule $\lambda=64/Re$ est utilisée pour l'écoulement laminaire. Elle n'est pas donc utilisée en AEP car dans cette dernière, l'écoulement est toujours turbulent, nous avons adopté $\lambda = 0{,}3164/Re^{0,25}$

Schématiquement on a :

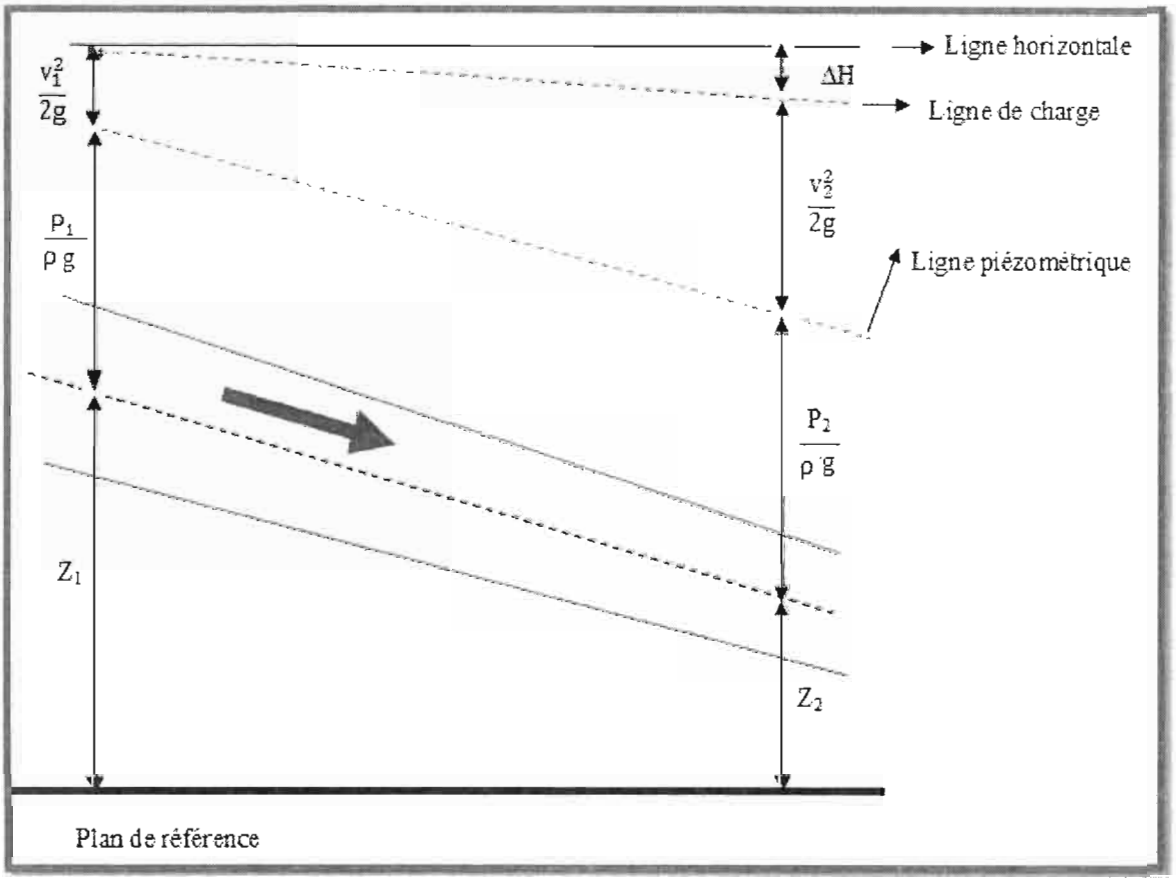


Figure 18 : Interprétation géométrique de l'équation de Bernoulli

N.B : La page suivante nous montre la méthodologie de calculs hydrauliques.

Tableau des calculs hydrauliques

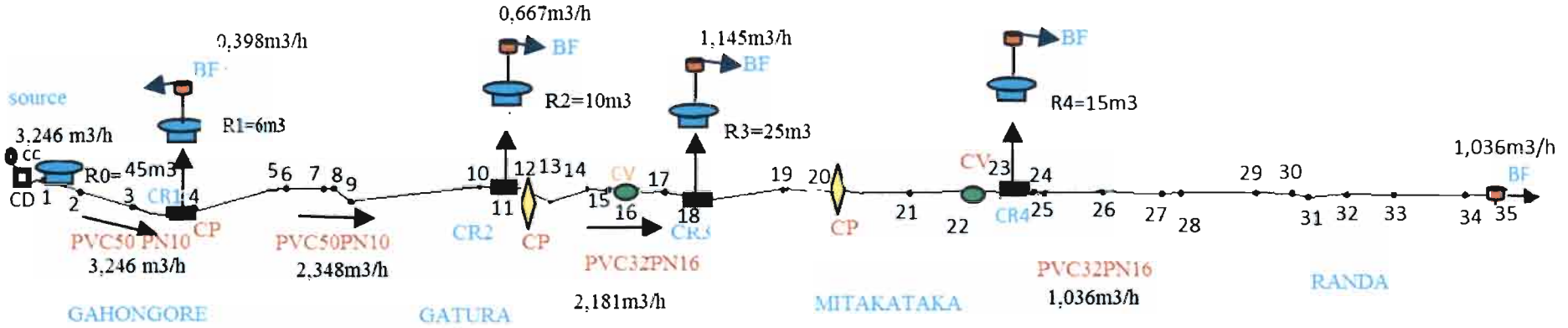
Tronçon	*distance*	*nature de conduite*	*DE*	*DI*	*PN*	*Q*	*V*	*Re*	*λ*	*j*	*J*	*Altitude*		*cote piézométrique*		*Pression dynamique*	
												amont	aval	amont	aval	amont	Aval
	m	-	mm	m	bar	m^3/h	m/s	-	-	m/ml	m	m	m	m	m	m	m
CD-1(R0)	200	PVC	50	0,0448	10	3,246	0,572	25384,988	0,025	0,009	1,868	988	963,2	988,000	986,132	0,000	22,932
1-2	278	PVC	50	0,0448	10	3,246	0,572	25384,988	0,025	0,009	2,597	963,2	934,3	986,132	983,535	22,932	49,235
2-3	364	PVC	50	0,0448	10	3,246	0,572	25384,988	0,025	0,009	3,400	934,3	924	983,535	980,136	49,235	56,136
3-4(R1)	400	PVC	50	0,0448	10	3,246	0,572	25384,988	0,025	0,009	3,736	924	941	980,136	976,399	56,136	35,399
4-5	60	PVC	50	0,0448	10	2,848	0,502	22272,473	0,026	0,007	0,446	941	942	976,399	975,954	35,399	33,954
5-6	200	PVC	50	0,0448	10	2,848	0,502	22272,473	0,026	0,007	1,486	942	940	975,954	974,468	33,954	34,468
6-7	54	PVC	50	0,0448	10	2,848	0,502	22272,473	0,026	0,007	0,401	940	941	974,468	974,067	34,468	33,067
7-8	94	PVC	50	0,0448	10	2,848	0,502	22272,473	0,026	0,007	0,698	941	928	974,067	973,368	33,067	45,368
8-9	270	PVC	50	0,0448	10	2,848	0,502	22272,473	0,026	0,007	2,006	928	947	973,368	971,362	45,368	24,362
9-10	480	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	2,236	947	944,5	971,362	969,127	24,362	24,627
10-11(R2)	70	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,326	944,5	941	969,127	968,801	24,627	27,801
11-12(CP)	105	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,489	941	938	968,801	968,312	27,801	30,312
12-13	90	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,419	938	908	968,312	967,893	30,312	59,893
13-14	120	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,559	908	936	967,893	967,334	59,893	31,334
14-15	230	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	1,071	936	928	967,334	966,263	31,334	38,263
15-16(CV)	50	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,233	928	919	966,263	966,030	38,263	47,030
16-17	250	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	1,164	919	918	966,030	964,865	47,030	46,865
17-18(R3)	100	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	0,466	918	912	964,865	964,400	46,865	52,400
18-19	400	PVC	50	0,0448	10	2,181	0,385	17056,272	0,028	0,005	1,863	912	912	964,400	962,537	52,400	50,537
19-20(CP)	400	PVC	40	0,0336	16	1,036	0,325	10802,566	0,031	0,005	1,986	912	912	962,537	960,551	50,537	48,551
20-21	400	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	5,813	912	912	960,551	954,739	48,551	42,739
21-22(CV)	300	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	4,359	912	912	954,739	950,379	42,739	38,379
22-23(R4)	300	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	4,359	912	912	950,379	946,020	38,379	34,020

23-24	31	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	0,450	912	911	946,020	945,569	34,020	34,569
24-25	8	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	0,116	911	911	945,569	945,453	34,569	34,453
25-26	400	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	5,813	911	910	945,453	939,641	34,453	29,641
26-27	300	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	4,359	910	910	939,641	935,281	29,641	25,281
27-28	100	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	1,453	910	910	935,281	933,828	25,281	23,828
28-29	400	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	5,813	910	910	933,828	928,015	23,828	18,015
29-30	190	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	2,761	910	909	928,015	925,254	18,015	16,254
30-31	86	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	1,250	909	906	925,254	924,005	16,254	18,005
31-32	205	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	2,979	906	905	924,005	921,026	18,005	16,026
32-33	250	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	3,633	905	901	921,026	917,393	16,026	16,393
33-34	380	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	5,522	901	901	917,393	911,871	16,393	10,871
34-35	290	PVC	32	0,0268	16	1,036	0,510	13543,516	0,029	0,015	4,214	901	897	911,871	907,657	10,871	10,657

Tableau 13: Tableau des calculs hydrauliques

Avec $\lambda = 0,3164/Re^{0,25}$

V.7.7 Schéma de fonctionnement du réseau



CD=chambre de depart
R=reservoir
BF=borne fontaine
CR=chambre de regard
CV= chambre de ventouse
CP= chambre de purge
CC= chambre de captage

CHAP. VI : EVALUATION DU COUT DU PROJET ET PLANNING DES TRAVAUX

VI.1.Quantification des travaux et des matériaux

VI.1.1.Pour le captage

- Travaux préparatoires

Dimension	L (m)	l (m)	H (m)	V (m^3)
Décapage	20	20	0,10	40
Fouille	4	3	2,8	33,6

- Aménagement de la zone de captage

  - Abattage d'arbres bananeraies (29 pièces)
  - pose d'une couche filtrante en moellons et gravier (épaisseur 90 cm) ;
  - un tuyau drain (en acier perforé) sera posé dans la couche filtrante pour acheminer l'eau vers la chambre de départ ;
  - pose d'une couche filtrante en sable (épaisseur 20 cm) ;
  - pose d'une feuille en plastique épais pour assurer l'étanchéité contre les eaux de surface ou toute autre forme de pollution d'origine superficielle ;
  - pose d'argile servant d'étanchéité (épaisseur 50 cm) ;
  - remblai avec de la terre simple sur lequel on implante du gazon ou des plantes sans racines profondes (épaisseur 90 cm).
  - la clôture : la clôture de la surface de captage aura 20 m de côté. Le nombre de piquets sera de (20/3+1)*4=31 piquets. Et la longueur du fil barbelé, en prenant 4 rangées en montant, sera de (20*4*4) m=320 m

- Calcul des quantités des matériaux à utiliser

Dimension	L(m)	l(m)	H(m)	V(m^3)	S(m^2)
Moellon et gravier	4	3	0,9	10,8	-
Tuyau captant	12	-	-	-	-
Sable	4	3	0,2	2,4	-
Feuille plastique	4	3	-	-	12
Argile	4	3	0,5	6	-
Remblai	4	3	0,9	10,8	-
Remblai avec foisonnement 1,15	4	3	0,9	12,42	

VI.1.2.Quantités des conduites

- **Travaux préparatoires**

Dimension	L (m)	l (m)	H (m)	V (m^3)
Décapage	7855	1	0,3	2356,5
Fouille	7855	0,4	0,8	2513,6

- **Lit de sable**

$V.conduites = \Pi * \frac{D^2}{4} * L$ **VI.1**

Lit de sable =L*0,3*0,4- V .Conduites **VI.2**

Remblai =V Fouille - (V. conduites + V Lit de sable) **VI.3**

V Fouille=L*0,4*0,8 **VI.4**

PVC	Longueur occupée (m)	V Fouille (m^3)	V.conduites (m^3)	V lit sable (m^3)	Remblai (m^3)
PVC 32,PN16	3640	1164,8	2,926	433,87	728,002
PVC 40,PN16	400	128	0,507	47,50	80
PVC 50,PN10	3815	1220,8	7.49	450,31	763

- **Calcul des conduites**

Types de conduites	Longueur occupée(m)	Nombre de conduites de 6 m	Coeff de sécurité	Conduites à commander
PVC 32,PN16	3640	607	1,05	**638**
PVC 40, PN 16	400	67	1,05	**71**
PVC 50,PN10	3815	636	1,05	**668**

VI.1.3.Quantités des matériaux pour 2 chambres de ventouse

1) Travaux préparatoires

Activités	L	l	h	V
	m	m	m	m^3
Décapage	2,6	2,6	0,1	1,35
Fouille	1,6	1,6	2	10,24

2) Calcul des briques

- Longueur développée par les 2 ouvrages =[(1,6+1,6)*2]*2=12,8m
- Vt=12,8*0,2*2=5,12 m^3

Or sur 1 m^3 de volume, il y a 1000 briques

- Nombre de briques=1000 briques/m^3*5,12 m^3= 5120 briques de dimension 19*9*4 cm

3) Calcul du mortier (ciment et sable)

$V_{mortier+enduit}$= 20% Vt	Ciment 300 kg/m^3	Sable 1m^3/m^3
1,024	307,2 kg soit 7 sacs	1,024

4) Calcul du béton (ciment, gravier et sable)

	Ep. m	L m	l m	Vt m^3	Dosage Kg/m^3	Ciment Sacs(de 50kg)	Gravier 0,8*Vt m^3	Sable 0,4*Vt m^3
Dalle	0,1	1,6	1,6	0,512	350	4	0,410	0,205
Radier	0,15	1,6	1,6	0,768	350	6	0,614	0,307
Total	-	-	-	-	-	**10**	**1 ,024**	**0,512**

5) Calcul des planches et clous pour coffrage

	L **m**	**l** **m**	**Ep** **m**	**S.coffr** **m^2**	**S.planche** **m^2** 3.5*0.15	**Nbre planches**	**Clous 0,15** **kg/m^2**
Dalle	1,6	1,6	0,1	0,64	0,525	2	0,25
Radier	1,6	1,6	0,15	0,48	0,525	1	0,25
Total						3	0,5

6) Calcul des armatures

Nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

- dans le sens de la longueur : $\frac{1.6}{0.15}$ +1=11.66 soit 12 barres de 1 m
- dans le sens de la largeur : $\frac{1.6}{0.15}$ +1=11.66 soit 12 barres de 1 m

Soit une longueur totale de : (12*1 m)*2=24 m

On aura le nombre de barres $Ø_6$ de 12 m :

24 m/12m=2 barre $Ø_6$ de 12 m

Pour les 2 ouvrages, on a : 2x 2 barres $Ø_6$ de 12 m=4 barres $Ø_6$ de 12 m

Fil à ligaturer = 1kg*0.003^2*4*(3*12)*7850*5%=3 kg

Pour le radier :

Si nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens, nous avons les mêmes résultats que pour la dalle soit 3 barres $Ø_6$ de 12 m et 2 kg de fil à ligaturer.

VI.1.5.Quantités des matériaux pour 2 chambres de purge

1) Travaux préparatoires

Activités	L	l	h	V
	m	m	m	m^3
Décapage	3,4	2,6	0,1	1,768
Fouille	2,4	1,6	1,4	10,752

2) Calcul des briques

- Longueur développée par les 2 ouvrages =[(2,4+1,6)*2]*2=16 m
- Vt=16*0,2*1,4=4,48 m^3

Or sur 1 m^3 de volume, il y a 1000 briques

- Nombre de briques=1000 briques/m^3*4,48 m^3= 4480 briques de dimension 19*9*4 cm

3) Calcul du mortier (ciment et sable)

$V_{mortier+enduit}$= 20% Vt	Ciment 300 kg/m^3	Sable 1m^3/m^3
0,896	268,8 kg soit 6 sacs	0,896

4) Calcul du béton (ciment, gravier et sable)

	Ep. m	L m	l m	Vt m^3	Dosage kg/m^3	Ciment Sacs(de50kg)	Gravier 0,8*Vt m^3	Sable 0,4*Vt m^3
Dalle	0,1	2,4	1,6	0,768	350	6	0,614	0,307
Radier	0,15	2,4	1,6	1,152	350	9	0,922	0,461
Total	-	-	-	-	-	**15**	**1,536**	**0,768**

5)Calcul des planches et clous pour coffrage

	L m	l m	Ep m	S.coffr m^2	S.planche 3.5*0.15	Nbre planches	Clous 0,15 kg/m^2
Dalle	2,4	1,6	0,1	0,80	0,525	2	0,25
Radier	2,4	1,6	0,15	0,92	0,525	2	0,25
Total						4	0,5

5) Calcul des armatures

Nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

- dans le sens de la longueur : $\frac{2.4}{0.15}$ +1=17 barres de 1 m
- dans le sens de la largeur :$\frac{1.6}{0.15}$ +1=11.66 soit 12 barres de 1 m

Soit une longueur totale de : (12*2 m)*2=24 m

On aura le nombre de barres $Ø_6$ de 12 m :

32 m/24m=1.3 barre $Ø_6$ de 12 m

Pour les 2 ouvrages, on a : 1.3x12 barre $Ø_6$ de 12 m=16barres $Ø_6$ de 12 m

Fil à ligaturer = 1kg*0.003^2*3.14*(16*12)*7850*5%=2 kg

Pour le radier :

Si nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens, nous avons les mêmes résultats que pour la dalle soit 32 barres $Ø_6$ de 12 m et 4 kg de fil à ligaturer.

VI.1.5.Quantités de matériaux pour 6 Bornes Fontaines

A) travaux préparatoires

Activités	**L** **m**	**l** **m**	**H** **m**	**V** **m^3**
Décapage	2	2	0.2	4.8
Fouille	1	1	0.3	1.8

B) Calcul du béton

désignation	Ep. m	L m	l m	Vt **m^3**	Dosage Kg/m^3	Ciment Sacs(de 50kg)	Gravier 0,8*Vt m^3	Sable 0,4*Vt m^3
Béton de propreté	0,05	1	1	0,45	300	3	0,36	0,72
Béton de plateforme	0,15	1	1	1,35	350	10	1,08	0,54
Béton du pilier	-	1.003	0,3	0,432	350	4	0,3456	0,1728
Total	-	-	-	-	-	**17**	**1,7856**	**0,8928**

C)Armatures

Pour la plateforme de BF :

- dans le sens de la longueur : $\frac{1}{0.15}+1=1.87$ barres de 1 m
- dans le sens de la largeur : $\frac{1}{0.15}+1=7.67$ soit 8 barres de 1 m

Soit une longueur totale de : (8*1.5m)+(11 *1 m)=23 m

On aura le nombre de barres $_6$ de 12 m :

23 m/12m=2 barres $Ø_6$ de 12 m

Soit pour 6 BF : 2 *6 barres $Ø_6$ de 12 m=12 barres $Ø_6$ de 12 m

Pour le pilier de la BF :

Nous prenons forfaitairement 1 barre $Ø_8$ de 12 m et 5 étriers d'une longueur développée de 0.942 m chacune

Pour 6 BF, on a :

2 barres$Ø_6$*6=12 barres $Ø_6$de 12 m chacune

1 barre$Ø_8$*6=6 barres $Ø_8$ de 12 m chacune

Fil à ligaturer =
1kg*((0.003^2*3.14*(10*12)*7850)+(0.004^2*3.14*(5*12)*7850))*5%=2.502 kg

C) Pour le coffrage

Désignation	L m	l m	Ep m	S.coffr m^2	S.planche 3.5*0.15	Nombre planches	Clous 0,15 kg/m^2
Plateforme	1.5	1	0.15	3.75	0.525	8	0.75
le pilier	0.942	1.003	-	6	0.525	12	1
Total						**20**	**1.75**

VI.1.6.Quantités de matériaux pour 12 chambres de vannes

1) Travaux préparatoires

Activités	L	l	h	V
	m	m	m	m^3
Décapage	2,6	2,6	0,1	8,112
Fouille	1,6	1,6	1	30,72

2) Calcul des briques

- Longueur développée par les 12 ouvrages =[(1,6+1,6)*2]*12=76,8 m
- Vt=76,8*0,20*1=15,36m^3

Or sur 1 m^3 de volume, il y a 1000 briques

- Nombre de briques=1000 briques/m^3*15,36 m^3= 15360 briques de dimension 19*9*4 cm

3) Calcul du mortier (ciment et sable)

$V_{mortier+enduit}$= 20% Vt	Ciment 300 kg/m^3	Sable 1m^3/m^3
3,072	921,6 kg soit 19 sacs	3,072

4) Calcul du béton (ciment, gravier et sable)

	Ep. m	L m	L m	Vt m	Dosage Kg/m^3	Ciment Sacs(de 50kg)	Gravier 0,8*Vt m^3	Sable 0,8*Vt m^3
Dalle	0,1	1,6	1,6	3,07	350	22	2,46	1,23
Radier	0,15	1,6	1,6	4,61	350	33	4,61	2,30
Total	-	-	-	-	-	**55**	**7,07**	**3,53**

5) Calcul des planches et clous pour coffrage

	L m	**l m**	**Ep. m**	**S.coffr m^2**	**S.planche 3.5*0.15**	**Nbre planches**	**Clous 0,15 kg/m^2**
Dalle	1,6	1,6	**0,1**	**3,07**	**0,525**	**6**	**1**
Radier	1,6	1,6	**0,15**	**4,61**	**0,525**	**3**	**1**
Total						**9**	**2**

6) Calcul des armatures

Nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens.

Pour la dalle de couverture :

- dans le sens de la longueur : $\frac{1.6}{0.15}$ +1=10.66 soit 11 barres de 1 m
- dans le sens de la largeur : $\frac{1.6}{0.15}$ +1=10.66 soit 11 barres de 1 m

Soit une longueur totale de : (11*1 m)*2=22 m

On aura le nombre de barres$Ø_6$ de 12 m :

16 m/12m=1.33 barre $Ø_6$ de 12 m

Pour les 12 ouvrages, on a : 1.33x12 barre $Ø_6$ de 12 m=16 barres $Ø_6$ de 12 m

Fil à ligaturer = 1kg*0.003^2*3.14*(16*12)*7850*5%=2 kg

Pour le radier :

Si nous prenons les aciers de $Ø_6$ dans les deux sens, nous avons les mêmes résultats que pour la dalle soit 16 barres $Ø_6$ de 12 m et 2 kg de fil à ligaturer.

C) Calcul des armatures

Désignation		Ø/m	DE m	Nbre d'armatures de 12 m de longueur	Fil à ligaturer en kg
1 réservoirs de 15 m^3	radier	$7Ø_{14}$	4,47	6 $Ø_{14}$	4,5
	dalle	4 $Ø_8$	4,37	3 $Ø_8$	1
2 réservoirs de 10 m3	radier	$5Ø_{14}$	4.03	$8Ø_{14}$	6
	dalle	$4Ø_8$	3,93	$3Ø_8$	1
1 réservoir de 25 m3	radier	10 $Ø_{16}$	5.11	9 $Ø_{16}$	9
	dalle	5 $Ø_8$	5.01	5 $Ø_8$	1,5
1 réservoir de 45 m3	radier	$7Ø_{32}$	6	7 $Ø_{32}$	27
	dalle	5 $Ø_8$	5,9	5 $Ø_8$	1,5
Total				**9 $Ø_{16}$** **11 $Ø_8$** **14 $Ø_{14}$** **7 $Ø_{32}$**	51,5

VI.1.7.Quantités des matériaux pour les réservoirs

A) Travaux préparatoires

Désignation		D.extérieur m	Epaisseur m	Volume m3
1 Reserv.de 45 m^3	Décapage	6,8	0.2	7,26
	Fouille	5,8	1	26,41
2 Reserv.de 10 m^3	Décapage	4.83	0.2	9.332
	Fouille	3.83	1	23.030
1 Reserv.de 25 m^3	Décapage	5,91	0.2	5,48
	Fouille	4,91	1	18,92
1 Reserv.de 15 m^3	Décapage	5,27	0.2	4,36
	Fouille	4,27	1	14,31

B) Calcul du ciment, gravier et sable

	désignation	D.Ext. m	Ep. m	Vt m^3	Dosage Kg/m^3	ciment sacs Sacs(de 50kg)	Gravier 0,8*Vt m^3	Sable 0,4*Vt m^3
1 réservoir de 45 m^3	Béton de propreté	6	0,05	1,413	300	8,478	1,1304	0,5652
	Béton pour radier	6	0,3	8,478	350	59,346	6,7824	3,3912
	Béton pour la dalle	5,9	0,15	4,0988775	350	28,6921425	3,279102	1,639551
2 réservoirs de 10 m^3	Béton de propreté	4,03	0,05	0,63745533	300	3,82473195	0,50996426	0,25498213
	Béton pour radier	4,03	0,3	3,82473195	350	26,7731237	3,05978556	1,52989278
	Béton pour la dalle	3,93	0,15	1,81863698	350	12,7304588	1,45490958	0,72745479
1 réservoir de 15 m^3	Béton de propreté	4,47	0,05	0,78425033	300	4,70550195	0,62740026	0,31370013
	Béton pour radier	4,47	0,3	4,70550195	350	32,9385137	3,76440156	1,88220078
	Béton pour la dalle	4,37	0,15	2,24865998	350	15,7406198	1,79892798	0,89946399
1 réservoir de 25 m^3	Béton de propreté	5,11	0,05	1,02489993	300	6,14939955	0,81991994	0,40995997
	Béton pour radier	5,11	0,3	6,14939955	350	43,0457969	4,91951964	2,45975982
	Béton pour la dalle	5,01	0,15	2,95553678	350	20,6887574	2,36442942	1,18221471
Total						264	30,5111602	15,2555801

D) Coffrage

Désignation		**DE m**	**ép m**	**S.coffr m^2**	**S.planche** 3.5*0.15	**Nbre planches**	**Clous 0,15 kg/m^2**
1 réserv de 15 m^3	Radier	4.47	0.3	15.68501	0.525	29.8762	2.352751
	Dalle	4.37	0.15	14.99107	0.525	28.55441	2.24866
2 réserv de 10 m^3	Radier	4.03	0.3	12.74911	0.525	24.28401	1.912366
	Dalle	3.93	0.15	12.12425	0.525	23.0938	1.818637
1 réserv de 25 m^3	Radier	5.11	0.3	20.498	0.525	39.04381	3.0747
	Dalle	5.01	0.2	19.70358	0.525	37.53063	2.955537
1 réserv de 45 m^3	Radier	6	0.3	28.26	0.525	53.82857	4.239
	Dalle	5.9	0.2	27.32585	0.525	52.04924	4.098878
Total						**289**	**23**

VI.2. Devis quantitatif et estimatif

No	Désignation des ouvrages	U	Q	PU	PT
0	Installation du chantier	-	FF	-	1000000
	ST0				**1000000**
1	**Captage de la source**				
	Décapage	m^3	40	2500	100000
	Fouille	m^3	33.6	5000	168000
	Moellons et gravier	m^3	10.8	20000	216000
	Tuyau captant	m	12	5000	60000
	Sable	m^3	2.4	15000	36000
	Feuille plastique	m^3	12	5000	60000
	Argile	m^3	6	10000	60000
	Remblai	m^3	12.42	2000	24840
	Longueur du fil barbelé	m	320	2000	640000
	Clôture	piquets	31	10000	310000
	ST1				**1674840**
2	**Conduites d'alimentation**				
	Décapage	m^3	2356.5	2500	5891250
	Fouille	m^3	2513.6	5000	12568000
	Sable	m^3	931.68	15000	13975200
	Remblai	m^3	1571.002	2000	3142004
	Tuyaux PVC 32,PN 16 de longueur de 6 m	pièces	638	15000	9570000
	Tuyaux PVC 40,PN 16 de longueur de 6 m	pièces	71	20000	1420000
	Tuyaux PVC 50,PN 10de longueur de 6 m	pièces	668	25000	16700000
	ST2				**63266454**
3	**Chambres de vannes**				

	Décapage	m^3	8.112	2500	20280
	Fouille	m^3	30.72	5000	153600
	Ciment	sacs	74	30000	2220000
	Sable	m^3	5.066	15000	75990
	Gravier	m^3	7.07	20000	141400
	Briques	pièces	15360	50	768000
	Planches	pièces	9	4000	36000
	Armatures de 12 m	Ø6	32	10000	320000
	Clous	kg	2	3500	7000
	Fil à ligaturer	kg	4	4000	16000
	ST3				**3758270**
4	**Chambres de ventouse**				
	Décapage	m^3	1.35	2500	3375
	Fouille	m^3	10.24	5000	51200
	Ciment	Sacs	17	30000	510000
	Sable	m^3	1.536	15000	23040
	Gravier	m^3	1.024	20000	20480
	Briques	pièces	5120	50	256000
	Planches	pièces	3	4000	12000
	Armatures de 12 m	Ø6	6	10000	60000
	Clous	kg	0.5	3500	1750
	Fil à ligaturer	kg	4	4000	16000
	ST4				**953845**
5	**Chambres de purge**				
	Décapage	m^3	1.768	2500	4420
	Fouille	m^3	10.752	5000	53760
	Ciment	sacs	21	30000	630000
	Sable	m^3	1.664	15000	24960
	Gravier	m^3	1.536	20000	30720

	Briques	pièces	4480	50	224000
	Planches	pièces	4	4000	16000
	Armatures de 12 m	Ø6	64	10000	640000
	Clous	kg	0.5	3500	1750
	Fil à ligaturer	kg	8	4000	32000
	ST5				**1657610**
6	**Bornes fontaines**				
	Décapage	m^3	4.8	2500	12000
	Fouille	m^3	1.8	5000	9000
	Ciment	sacs	17	30000	510000
	Sable	m^3	0.8928	15000	13392
	Gravier	m^3	17.856	20000	357120
	Planches	pièces	20	4000	80000
	Armatures de 12m	Ø6	12	10000	120000
	Armatures de 12m	Ø8	6	20000	120000
	Clous	kg	1.75	3500	6125
	ST6				**1227637**
7	**Réservoirs**				
	Décapage	m^3	26.432	2500	66080
	Fouille	m^3	82.67	5000	413350
	Ciment	sacs	264	30000	7920000
	Sable	m^3	15.26	15000	228900
	Gravier	m^3	30.51	20000	610200
	Moellons	m^3	25.12	30000	753600
	Planches	pièces	289	3500	1011500
	Armatures de 12 m	Ø8	11	15000	165000
		Ø14	14	25000	350000
		Ø16	9	30000	270000
		Ø32	7	35000	245000

	Clous	kg	23	3500	80500
	Fil à ligaturer	kg	51.5	4000	206000
	ST7				**12320130**
	TG				**85858786**
	Main d'œuvre 35 %				**30050575**
	Imprévus 10%				**8585878.6**
	TG1				**124495240**
	TVA 18 %				**22409143**
	TG2				**146904383**

Nous disons une somme de :

CENT QUARANTE-SIX MILLIONS NEUF CENT ET QUATRE MILLE TROIS CENT QUATRE-VINGT TROIS FRANCS BURUNDAIS.

VI.3. Planning des travaux

Dans la construction, l'objectif du planning est de donner un maximum possible d'informations sur les données de réalisation. Il faut donc que chaque activité soit déterminée et détaillée suivant sa phase d'exécution.

Le planning consiste à:

- Déterminer les étapes de déroulement des travaux, c'est-à-dire d'établir le calendrier des tâches ;
- Connaître les relations existantes entre différentes activités pour prévoir le flux du personnel, des matériaux et du matériel à certains moments de la réalisation du projet ;
- Savoir à quel moment on a besoin de tels matériaux pour éviter un stockage hâtif et des risques de détérioration qui en découlent ;
- Identifier les besoins et prendre conscience des unités et moyens dont on dispose.

Pour le présent projet, nous choisissons le planning classique appelé également « graphique de GANTT ». Cette méthode est simple tant au niveau de la présentation qui au niveau de la lecture. C'est un graphique à deux entrées :

- **En ordonnée :** désignation des phases des travaux dans l'ordre technique d'exécution
- **En abscisse :** Les dates prévues pour l'exécution de ces travaux.

Alors les barres horizontales de longueurs variables selon la durée de faisabilité sont placées en face de ces activités.

VI.3.1.Planification des taches

Désignation de l'activité	**U**	**Q**	**T.E.M (h/U)**	**T (h)**	**T (sem.)**	**Nombre d'ouvriers**
installation de chantier : 1 semaine	FF	-	-	-	-	15
Décapage de la terre végétale : 6 semaines	m^3	2438.962	3.5	8536.367	214	36
Fouille des canalisations et ouvrages du G.C : 10 semaines	m^3	2683.382	5.2	13953.59	349	35
lit de sable pour enrobage : 6 semaines	m^3	931.68	2.5	2403.45	61	11
Pose des conduites : 6 semaines	ml	7855	0.5	3927.5	99	17
Remblayage et étalage : 5 semaines	m^3	1571.002	5.5	8640.51	216	44
Maçonnerie en briques : 1semaine	m^3	3.50	15	52.53	2	2
Maçonnerie en moellons : 5 semaines	m^3	25.12	47	1180.64	30	6
coffrage : 3 semaines		171.61	2	343.22	9	3

	m^2					
Ferraillage : 3 semaines	kg	1400.04	0.3	420.012	11	4
coulage et mise en place du béton : 3 semaines	m^3	51.252	18	922.53	24	8
Décoffrage : 1 semaine	m^2	171.61	0.3	51.48	2	2
Nettoyage et repliement : 1 semaine	FF		-	-	-	15

Tableau 14 : Planification des taches

VI.3.2.Planning des activités

Tableau 15: Graphique de Gantt (planning des activités

MOIS	1				2				3				4			
SEMAINES	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
ACITIVITES																
Installation de chantier																
Décapage de la terre végétale																
Fouille																
lit de sable pour enrobage																
Pose des conduites																
Remblayage et étalage																
Maçonnerie en briques																
Maçonnerie en moellons																
Ferraillage																
Coffrage																
Bétonnage																
Décoffrage																
Nettoyage et repliement																

CHAP. VII : CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

VII.1. Conclusions générales

L'eau est un élément indispensable pour le bien être de l'homme et pour le développement socio-économique harmonieux. La population burundaise connaît le manque de l'eau potable bien que notre pays dispose d'un potentiel en eau élevé.

Nous nous sommes efforcés de faire une étude afin de pouvoir procurer de l'eau potable à la population des collines GAHONGORE,GATURA, MITAKATAKA et RANDA. Nous nous sommes intéressés à la qualité et à la quantité d'eau à produire, le mode de transport, le lieu de stockage et le système de distribution afin de mettre l'eau à la disposition des bénéficiaires.

Pour terminer, nous signalons que notre projet est vaste et nous ne prétendons pas l'avoir traité sous ses aspects, nous encourageons les contributions et les compléments d'autres chercheurs.

VII.2. Recommandations

Les recommandations sont d'une importance capitale, nous connaissons que tout ouvrage non entretenu se détériore très rapidement.

1. Au gouvernement :

- D'engager et former un personnel local qui pourra suivre et veiller sur l'entretien pour intervenir à temps ;
- De mettre en place une politique de gestion des réseaux dont l'objectif est :
  - → D'assurer le bon fonctionnement du réseau
  - → De contrôler la quantité et la qualité de l'eau.
  - → D'évaluer et rentabiliser au maximum toutes les ressources en eau potable pour alimenter d'autres zones rurales dépourvues d'eau potable.
  - → Dépanner le réseau à temps en cas de panne

→ De mettre en place une politique d'entretient notamment les différents appareils du réseau (réservoirs, conduites, vannes, ventouses, etc.).

2. A la régie communale d'eau et à la population :

- La protection
- L'entretien et la réparation éventuelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. Ouvrages généraux

- DU PONT A., Hydraulique urbaine, Seyroles, Paris, 1981

Tome I : Captage et traitement des eaux

Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux

- WAGNER E-G., Approvisionnement en eau des zones rurales et des petites agglomérations, Genève, 1961

II. Mémoires

- MAZURU Adrien et NDAYIZEYE Gervais : Etude d'alimentation en eau Potable du centre KIYANGE en commune de KIBAGO, province MAKAMBA. Projet de fin d'étude, Université du Burundi 2011.

- NDAYISABA Patrice et NDAYISABA Dénise : Etude du réseau d'alimentation en eau potable de MUTIMIRE en commune GIHETA de la province GITEGA. Projet de fin d'étude, Université du Burundi 2010.

- NTIKAJAHATO Jean Epimaque et NDURURUTSE Frédéric : Projet d'adduction d'eau potable en milieu rural : Cas du réseau KIYANGE-CANGWE-GAKERE-KIZITIRO, en commune KIREMBA dans la Province NGOZI. Projet de fin d'étude, Université du Burundi 2012.

- NDAYIZEYE David et NIMPAYE Lambert : Projet d'adduction d'eau potable : Cas du réseau MUGUTU II, en commune et Province GITEGA Projet de fin d'étude, Université du Burundi 2014

- NDAYISHIMIYE Déo et NDERERIMANA Innocent : Etude et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable en milieu rural : cas du réseau BIROHE II en commune et province GITEGA, Projet de fin d'étude, Université du Burundi 2014.

ANNEXES

ANNEXE 1

Tableau 16: Les diamètres normalisés des conduites

AG	PVC			
	D.E(mm)	PN (N/mm^2)	D.I(mm)	D.I (m)
-	20	16	16.0	0.016
-	25	16	21	0.021
1"	32	16	26.8	0.0268
1"1/4	40	16	33.6	0.0336
		10	36.0	0.036
1"1/2	50	16	42.0	0.042
		10	44.8	0.0448
2"	63	16	53.0	0.053
		10	56.6	0.0566
		6	58.4	0.0584
2"1/2	75	16	63.2	0.0632
		10	67.4	0.0674
		6	69.8	0.0698
3"	90	16	75.8	0.0758
		10	80.8	0.0808
		6	83.6	0.0836
4"	110	16	92.4	0.0924
		10	98.8	0.0988
		6	102.8	0.1028

ANNEXE 2

Tableau 17: Les sections d'aciers

∅	Poids au mètre	sections d'aciers									
D mm	P Kg	1 barres cm^2	2 barres cm^2	3 barres cm^2	4 barres cm^2	5 barres cm^2	6 barres cm^2	7 barres cm^2	8 barres cm^2	9 barres cm^2	10 barres cm^2
5	0.154	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83
7	0.302	0.38	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08	3.46	3.85
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.8	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.42
25	3.854	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.54	56.28	64.32	72.36	80.40
40	9.865	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66

Annexe 3

Profil en long

