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

Etude du réseau d'alimentation en eau potable : Mugutu-Kwibuka,horizon 2014-2039, commune Gitega en province Gitega

Kabura, Félix; sous la direction du : Ir & Msc.William Niyonzima

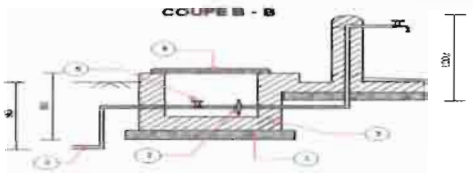
2015-01
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2280

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

UNIVERSITE DU BURUNDI

FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE : « MUGUTU-KWIBUKA, HORIZON 2014-2039, COMMUNE GITEGA EN PROVINCE GITEGA »

PAR:

Félix KABURA



Sous la direction

Ir & Msc.William NIYONZIMA

Projet de fin d'études présenté et défendu publiquement en vue de l'obtention du grade d'Ingénieur Civil en Génie Civil

BUJUMBURA. JANVIER 2015

DEDICACE

A Dieu tout puissant, mon berger qui m'a donné la force et le courage ;

A mon regretté Père ;

A ma regrettée grande sœur ;

A ma chère mère ;

A mon épouse et mes enfants ;

A mes frères et sœur ;

A mes cousins et Cousines ;

A mes neveux et nièces ;

Aux officiers de la 34ème promotion ;

A tous ceux qui me sont chers ;

Je dédie ce travail!

REMERCIEMENTS

Le présent projet de fin d'étude ne pourrait pas être achevé sans la synergie des efforts de certaines personnes à qui aujourd'hui j'adresse ma grande gratitude.

Mes vifs et sincères remerciements sont adressés directement à **Ir & M.SC William NIYONZIMA**, Directeur de ce projet de fin d'étude qui, malgré ses multiples occupations quotidiennes, a accepté de me guider d'une façon satisfaisante, son savoir faire, ses sages conseils, sa patience, sa disponibilité , sa franche collaboration ainsi que sa rigueur scientifique m'ont été d'une grande utilité à l'aboutissement de ce projet.

J'exprime ma profonde gratitude à mes Parents, à mon épouse et à sa famille, mes frères et sœurs, oncles et tantes, cousins et cousines, amis et voisins, sans eux, je ne pourrais pas être qui je suis aujourd'hui. A tous ceux qui m'ont soutenus moralement que matériellement au cours de ma vie estudiantine.

J'adresse un grand merci à tous mes enseignants depuis l'école primaire jusqu'à l'Université plus particulièrement à ceux de la Faculté des Sciences Appliquées (FSA), département de Génie Civil et ceux de la Faculté des Sciences Fondamentales à l'ISCAM qu'ils trouvent dans ce travail le couronnement de leurs efforts.

J'adresse également un grand merci au Col NIYONDIKO CHRISTOPHE et ses successeurs au commandement du camp NGAGARA à travers lesquels le haut commandement de la Force de la Défense Nationale qui m'ont permis de continuer mes études à l'Université du Burundi, que Dieu les bénisse pour leurs compréhensions. Je remercie aussi mes collègues officiers qui, de temps en temps, me facilitaient le travail pour que je continue mes études.

Je tiens ensuite à remercier les responsables de l'Agence de l'Hydraulique Rural (AHR) ainsi que le personnel de l'ISTEEBU qui m'ont fourni les documents nécessaires pour l'élaboration de ce travail.

Enfin, à toutes les promotions de la communauté de la 34ème ,33ème, 35ème et la 36ème promotion des officiers ainsi que les étudiants du campus KIRIRI, en particuliers ceux de la FSA, avec qui, nous avons partagé peines et joies.

A ceux de près ou de loin, je dis à tous grandement merci.

SIGLES, NOTATIONS ET ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en Eau Potable

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

AHR : Agence de l'Hydraulique Rural

ISTEEBU : Institut des Statistiques et des Etudes Economiques du Burundi

RCE : Régie Communale de l'Eau

ISCAM : Institut Supérieur des Cadres Militaires

REGIDESO : Régie de Production et de Distribution d'Eau et d'Electricité

CMA : Concentration Maximale Admise

PVC : Polychlorure de Vinyle

Fp : Facteur de Pointe

Ca : constante de la croissance arithmétique

C_g : Croissance géométrique de la population

r : taux de croissance de la population après une certaine période

k : constante de la croissance à taux décroissant

Cp : Coefficient de perméabilité

Re : Nombre de Reynolds

ε /D : rugosité relative

ε : rugosité absolue

π : pie=22/7ou 3,1416

α : Coefficient de perte de charges singulières

m_s : Moment réduit

C_h : coefficient horaire

TEM : Temps d'Exécution Moyen (m^3/h)

AG : Acier Galvanisé (pouce)

PN : Pression Nominale (bar)

ASECO : Action au Secteur de Construction

BA : Béton Armé

B F : Borne fontaine

B P : Branchement Privé

DPM : Département de la population du Min inter

GC : Génie Civil

DN : diamètre nominal

F : Fonctionnel

NF : Non Fonctionnel

PD : pas de données

BP : Branchement Privé

BF : Borne Fontaine

SA : Source Aménagée

SnA : Source non Aménagée

PF : Puits et Forage

NTU : Nephelometric Turbidity Unit (Unité de Turbidité)

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Répartition de l'eau douce et de l'eau salée dans le Monde.....1
Figure II.1 : Taux de couverture en eau potable..... ..6
Figure II.2: Point d'eau par type d'ouvrage et par Province.....8
Figure II.3 : Pourcentage des points d'eau non fonctionnels par ouvrage et par province 8
Figure II.4 : Taux de couverture en eau potable de la province Gitega.....10
Figure II.5 : Pourcentage des points d'eau non fonctionnels par commune.....11
Figure II .6: Carte de la Commune Gitega.....12
Figure II.7: Carte de la zone de projet.....14
Figure II.8 : Le cycle naturel de l'eau.....15
Figure III.1 : Schéma d'un réseau de distribution gravitaire.....17
Figure III.2 : Schéma d'un réseau de distribution par surpression.....18
Figure III.3 : Schéma d'une source d'affleurement.....19
Figure III.4 : Schéma d'une source de déversement.....19
Figure III.5 : Schéma d'une source d'émergence.....19
Figure III.6 : Schéma de principe de captage.....23
Figure III.7 : Schéma d'une chambre de départ.....25
Figure III.8 : Schéma d'une borne fontaine 27
Figure III.9 : Schéma de ventouse.....28
Figure III.10 : Schéma de la chambre de décharge 29
Figure III.11 : Coupe d'un réservoir.....31
Figure III.12 : Schéma de la conduite d'alimentation.....32
Figure III.13 : Schéma d'un système by-pass.....33
Figure V.1 : Illustration graphique de l'équation de BERNOUILLI.....50
Figure V.2 : Schéma de fonctionnement de l'AEP MUGUTU-KWIBUKA.....52
Figure V.3 : Courbes d'illustration de la méthode graphique.....54
Figure V.4 : Schéma d'un Réservoir de 5m^3.....70
Figure V.5 : Schéma d'un Réservoir de 10m^3.....75
Figure V.6 : Schéma d'un Réservoir de 20m^3 80

.LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs indicatives de la qualité de l'eau de boisson d'après l'OMS.....3
Tableau II.1 : Taux de couverture théorique en eau potable moyenne au Burundi.....6
Tableau II.2 : couverture en eau potable en milieu rural au Burundi 7
Tableau II.3 : Couverture en eau potable de la province Gitega.....9
Tableau II.4 : Découpage administrative de la Commune Gitega.....13
Tableau III.1 : Types de conduites.....26
Tableau III.2 : Diamètres adoptés pour les ventouses et les décharges.....29
Tableau III.3 : Type de Réservoirs et leurs emplacements.....34
Tableau IV.1 : Récapitulatif des bénéficiaires 35
Tableau IV.2 : Récapitulatif des bénéficiaires de l'année 2039.....39
Tableau IV.3 : Norme de consommation en eau potable.....40
Tableau IV.4 : Dotation approximative de la consommation 40
Tableau IV.5 : Calcul des besoins en eau potable du réseau 41
Tableau IV.6 : Calcul du facteur de pointe.....42
Tableau IV.7 : Quelques valeurs des facteurs de pointe.....42
Tableau V.1 : Diamètres normalisés des conduites.....46
Tableau V.2 : Dimensions des conduites du réseau.....49
Tableau V.3 : Calculs hydrauliques.....51
Tableau V.4 : Coefficients horaires.....55
Tableau V.5 : Capacité des réservoirs.....57
Tableau V.6 : Caractéristiques des réservoirs de notre projet.....64
Tableau VI.1 : Synthèse des travaux de canalisation.....83
Tableau VI.2 : Synthèse des matériaux pour la chambre de départ.....87
Tableau VI.3 : Synthèse des matériaux pour les chambres de ventouse.....89
Tableau VI.4 : Synthèse des matériaux pour les chambres de purge.....91
Tableau VI.5:Synthèse des matériaux pour les chambres de vannes.....93
Tableau VI.6 : Synthèse des matériaux pour les réservoirs.....97
Tableau VI.7 : Synthèse des matériaux pour les bornes fontaines.....99
Tableau VI.8 : planning des activités.....101
Tableau VI.9 : Devis quantitatif et estimatif.....102

RESUME DU MEMOIRE

L'eau joue un rôle primordial dans la vie de la faune et la flore et qu'en absence de cette dernière aucune vie ne serait possible sur la planète-terre, car, la chaîne alimentaire serait rompue et la suite serait l'effacement de toutes espèces vivantes, y compris celle de l'homme, elle est à la base du développement socio-économique, car, c'est elle qui entre en jeux pour avoir de l'énergie électrique qui est le moteur du développement en général, ce qui justifie l'importance de ce don naturel. Cependant, l'eau a des effets néfastes sur l'environnement, car, elle provoque des érosions, inondations, des noyades, des destructions des ouvrages, etc.

C'est ainsi que notre projet vise l'alimentation en eau potable des habitants et des collectivités répartis sur les collines MUGUTU, NYAGISINDU, RUTEGAMA, KABOGI, ZEGE ET KWIBUKA. Le linéaire auquel s'approvisionne cette population est estimé à 8517.5 m.

Notre réseau est alimenté par une source de GASOKO située sur la colline HIGIRO dont le débit à l'étiage est de 1,5l/s et le débit nécessaire pour le projet est de 1,3385l/s. Cette alimentation est totalement gravitaire. Les ouvrages utilisés de ce projet sont: une chambre de captage, une chambre de départ, deux chambres de ventouse, trois chambres de purges, onze chambres de vanne, cinq réservoirs.

Les calculs hydrauliques, le dimensionnement et différents devis de ces ouvrages m' ont permis de déterminer le coût global du projet qui est estimé à une somme de Deux cent vingt trois million trente huit mille huit cent quarante sept et quatre dixième de francs burundais (223038847.4 Fbu) hors la taxe sur la valeur ajoutée.

Enfin, comme ce projet est jugé très nécessaire, il est demandé au Gouvernement du Burundi et à toutes les Organisations tant nationales qu'internationales de faire une contribution particulière pour l'exécution de ce projet afin que la population des collines citées ci-haut ait une eau potable en qualité et en quantité suffisante afin d'apaiser les conséquences de l'eau sale sur la population afin que le bien- être de la population soit assuré.

TABLES DES MATIERES

DEDICACE i
REMERCIEMENTS ii
SIGLES, NOTATIONS ET ABREVIATIONS iii
LISTE DES FIGURES v
LISTE DES TABLEAUX vi
RESUME DU MEMOIRE vii
TABLES DES MATIERES vii
CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE 1
I.1. Motivation du sujet et présentation du sujet 2
I.2. Définition de l'eau potable 3
I.3. Qualité de l'eau selon l'OMS 3
CHAPITRE II : GENERALITES ET BASE THEORIQUE 6
II.1. L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL AU BURUND 6
II.2. Situation géographique de la province GITEGA 9
II.3. L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN PROVINCE GITEGA. 9
II.4. Situation géographique de la commune Gitega et sa Découpage Administrative 11
II.5. Les différentes ressources en eau disponibles 15
II.5.1. Les eaux de pluie 15
II.5.2. Les eaux de surface 15
II.5.3 Les eaux souterraines 16
CHAPITRE.III. NATURE DES SOURCES ET DESCRIPTION DES OUVRAGES DU RESEAU. 17
III.1.Introduction 17
III.2.Les différents types de sources 18
III.2.1. Source d'affleurement 18
III.2.2. Source de déversement 19
III.2.3. Source d'émergence 19

III.2.4. Sources d'éboulis 20
III.3.Classification des sources 20
III.4.Les ouvrages d'Art et de Captage 22
III.4.1.Les ouvrages de captage 22
III.4.2. Chambre de captage 22
III.4.3.Principe de captage 23
III.4.4. Chambre de départ 24
III.4.5.Les ouvrages de transport (conduites) 25
III.4.6.Les ouvrages d'arts 26
III.4.6 .1. Les bornes fontaines 26
III.4.6.2.Les ventouses 27
III.4.6.3.Les chambres de purge (décharges) 28
III.4.7.Les ouvrages de stockage et de régulation 29
III.4.7.1.Types de Réservoirs 30
III.4.7.2.Equipements d'un réservoir 32
III.4.7.3.Le rôle et emplacement du Réservoir 34
CHAPITRE IV. EVALUATION DES BESOINS 35
IV .1. INTRODUCTION 35
IV.2.Population bénéficiaire au moment de l'étude (l'an 2014) 35
IV.3.Estimation des bénéficiaires à l'horizon de planification. 36
IV.3.1.Quelques modèles de projection 36
IV.3.2.La population bénéficiaire du réseau à l'horizon de planification 39
IV.4.Evaluation quantitative des besoins en eau et consommations 40
IV.4.1 Généralités 40
IV.4.2. Consommation moyenne journalière 40
IV.4.3. Variation de la consommation 41
IV.4.4.Calcul des besoins en eau potable du réseau 41
IV.4.5. Besoins moyens en eau potable 41
IV.4.5.1.Besoins moyens journaliers 41
IV.4.5.2.Besoins maximums journaliers 42

CHAPITRE V : DIMMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU. 44

V.1.Le profil en long du réseau 44

V.1.1. Les qualités des tuyaux 44

V.1.2. Les Catégories des tuyaux 45

V.1.2. 1. Les tuyaux en matière plastique 45

V.1.2. 2. Les tuyaux en fonte 45

V.1.2. 3. Les tuyaux en acier 45

V.1.3. Protection des conduites 46

V.2. Dimensionnement des conduites 46

V.2.1. Pertes de charges linéaires 47

V.2.2. Perte de charges singulières ou locales 48

V.2.3. Contrôle des pressions sur le réseau 48

V.3. Calculs hydrauliques proprement dits 50

V.4.SCHEMA DE FONCTIONNEMENT 52

V.5 Dimensionnement des ouvrages de stockage 53

V. 5. 1. Capacité des réservoirs 53

V.5.1. 1. Le débit d'entrée 53

V.5.1.2. Le débit de sortie 53

V.5.1.3. Capacité pratique du réservoir 56

V.5.2. Principe de construction des réservoirs 62

V.5.2.1. Matériaux de construction 62

V.6. Dimensionnement des réservoirs 62

V.6.1. Diamètre du réservoir 63

V.6.2. Hauteur du réservoir 63

V.6.2.1. Hauteur utile du réservoir (H_u) 63

V.6.2.2. Hauteur libre du réservoir (H_l) 63

V.6.2.3. Hauteur totale du réservoir 63

V.6.3.Pré-dimensionnement des éléments du réservoir 65

V.6.3.1.Dimensionnement de la dalle de couverture 65

V.6.3.2.Dimensionnement du radier 68

CHAPITRE VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET 82

VI.1.Généralités 82

VI.2. Métré des travaux de canalisation 82

VI.3.Devis quantitatif des matériaux mis en œuvre 83

VI.3.1. Les conduites d'alimentation 83

VI.3.2. Le captage 83

VI.3.3. Chambre de départ 84

VI.3.4. Les accessoires de stockage 87

VI.3.4. 1. Chambre de ventouse (2) 87

VI.3.4. 2. Chambre de purge (3) 87

VI.3.4. 3. Chambre de vanne et de chambre de vanne de sectionnement(11) 91

VI.3.5.Les réservoirs 94

VI.3.6. Les bornes fontaines (12) 98

VI.4.Planning des travaux 100

VI.5. Devis quantitatif et estimatif 102

VI.6.CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS. 105

VI.6.1. CONCLUSION GENERALE 105

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 108

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément naturel très indispensable à toute vie humaine, animale et végétale. Sans 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, les usages domestiques et pour les animaux .Les activités de tous les jours ne cessent de montrer l'utilité de cette ressource naturelle.

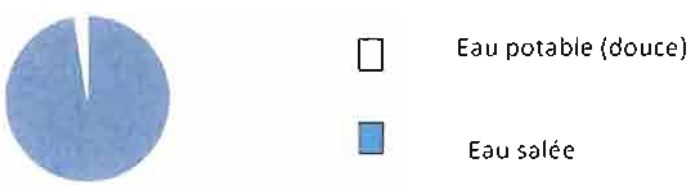
L'homme a essayé d'aménager de nombreux dispositifs permettant de maîtriser cette ressource précieuse qui favorise le développement Socio-économique.

A cause de la mauvaise répartition de l'eau potable, un grand nombre de personne dont la plupart vit à la campagne, est dépourvue aisément de ce bien.

On remarque qu'une grande partie de la surface terrestre est occupée par l'eau mais cette grande quantité d'eau n'est pas bonne pour certaines utilisations et doit subir des traitements très chers. On peut voir la répartition de l'eau douce et de l'eau salée sur ce schéma.

- L'eau salée représente 97,5% sur notre planète
- L'eau douce (potable) représente 2,5% de notre planète

➢ Eau congelée . 0,3%
➢ Eau souterraine : 30,1%
➢ Eau de surface : 69,6%



Graphique I.1 : Répartition de l'eau douce et l'eau salée dans le monde

Ceci me guide à dire qu'il faut fournir beaucoup d'efforts pour sauvegarder l'environnement à fin que les sources de l'eau potable ne tarissent, si non, la catastrophe attend le Monde entier. Les causes de la dégradation de la qualité de l'eau sont d'origines multiples à savoir :

➢ origine humaine
➢ origine animale
➢ origine industrielle

C'est pourquoi à chaque alimentation en eau potable, il faut toujours prévoir un système d'évacuation et le traitement des déchets pouvant contaminer l'eau potable, si non, les inconvénients sont nombreux sur la société.

I.1. Motivation et Présentation du sujet

Soucieux d'avoir de l'eau potable partout en milieu rural et surtout dans la zone de projet qui auparavant n'avait pas de l'eau potable, le but de mon projet est d'assurer une large accessibilité à l'eau potable en qualité et en quantité suffisante pour la majorité de la population de ma zone de projet. De plus, c'est pour permettre un certain confort aux habitants de ces collines de ma zone de projet en facilitant les lourdes tâches de puisage de l'eau aux enfants et aux femmes, qui, parfois se trouvent dans des conditions de faiblesse physique et surtout qu'ils doivent parcourir de longues distances. Signalons que dans ma zone de projet existe l'ECOLE TECHNIQUE DE KWIBUKA qui est alimentée en eau potable par le système de pompage grâce au courant de la REGIDESO et que ce dernier perturbe cette alimentation à cause des coupures du courant alors que cette école doit avoir de l'eau en permanence, car c'est une école à internat. C'est dans cette perspective que j'ai choisi ce sujet : « **Etude du Réseau d'Alimentation en Eau Potable : MUGUTU-KWIBUKA, HORIZON 2014-2039 en Commune GITEGA** », dans les localités de MUGUTU, NYAGISINDU, RUTEGAMA, KABOGI, ZEGE et KWIBUKA.

Le travail consiste à dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable MUGUTU- KWIBUKA.

Je me sers des données de base telles que :

- la population habitant dans les localités ci-haut citées ;
- le plan de situation et le profil en long de la zone de projet ;
- le débit mesuré à la source.

Ce sujet est articulé en six chapitres à savoir :

- Chapitre I : Introduction Générale
- Chapitre I : Généralités et Bases théoriques
- Chapitre III : Nature des sources et description des ouvrages du réseau.
- Chapitre IV : Evaluation des Besoins en eau potable
- Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages du réseau
- Chapitre VI : Estimation du coût du projet, Recommandations et Conclusion Générale

I.2. Définition de l'eau potable

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque de nuire la santé humaine. Cette eau potable aussi dite eau saine doit répondre à des critères bactériologiques autorisés par les normes chimiques, physiques et ceux concernant la radioactivité

I.3. Qualité de l'eau selon l'OMS

Lors de son parcours cyclique, l'eau traverse des milieux différents de la nature.

En effet, elle entraîne des poussières dissoutes, du gaz carbonique et de l'oxygène. Elle absorbe des fumées en provenance des industries et des villes avoisinantes. L'eau utilisée dans la consommation publique doit être saine, exempte de toute sorte de salubrité.

C'est pour cette raison qu'on doit la traiter dans le but de la rendre bactériologique ment et chimiquement pure.

Afin de définir précisément « Eau potable », des normes fixant les teneurs de certaines substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau ont étés établies. Néanmoins, le fait qu'une eau est conforme aux normes, c'est-à-dire « potable » ne signifie pas qu'elle soit exempte de toutes les matières polluantes, mais la concentration de ces dernières est suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé des consommateurs. Ce travail a été mené par des experts au niveau international sous l'égide de la communauté Européenne ou de l'Organisation Mondiale de la Santé(OMS)

Voici les valeurs indicatives de la qualité de l'eau de boisson d'après l'OMS

A. Paramètres organoleptique

Numéro	paramètres	Unité de mesure	Niveau guide(NG)	Concentration Maximale Admise(CMA)
1	Couleur	Mg/l'échelle pt/Co	-	20
2	Turbidité	NTU(TE/F)	-	4
3	Odeur	Taux de dilution	-	2 à 15°C 3 à 25°C
4	Saveur	Taux de dilution	-	2 à 15°C 3 à 25°C

B. Paramètres physico-chimiques (en relation avec la structure naturelle des eaux)

5	Température	°C		25
6	Concentration en ion Hydrogène	pH	6,5	9,5
7	Conductivité	µS/cm	50	1500
8	Chlorures	mg/l	25	200
9	Sulfates	mg/l	-	250
10	Silice	mg/l	-	-
11	Calcium	mg/l	-	270
12	Magnésium	mg/l	-	50
13	Sodium	mg/l	-	150
14	Potassium	mg/l	-	12
15	Aluminium	mg/l	-	0,1
16	Dureté totale	mg/l	-	200
17	Résidus secs	mg/l	-	1500
18	Oxygène dissous	mg/l	-	5
19	Anhydride	mg/l	-	-

C. Paramètres concernant des substances indésirables

20	Nitrates	mg/l	-	50
21	Nitrites	mg/l	-	0.1
22	Ammonium	mg/l	-	0.5
23	Azote kjeldahl	mg/l	-	1
24	Oxydabilité permanente	mg/l	-	5
25	Carbone organique	mg/l	-	-
26	Hydrogène sulfuré	µg/l de sulfate	-	Non détectable
27	Hydrocarbure dissous ou émulsionnés	µg/l de sulfate	-	10
28	Phénols	µg/l de sulfate	-	0.5
29	Bore	µg/l de sulfate	-	-
30	Frihalométhanes	µg/l de sulfate	-	100
31	Fer	µg/l de sulfate	-	200
32	Manganèse	µg/l de sulfate	-	50
33	Cuivre	µg/l de sulfate	-	1000
34	Zinc	µg/l de sulfate	-	500
35	Phosphore	µg/l de sulfate	-	500
36	Fluor	µg/l de sulfate	-	1500
37	Cobalt	µg/l de sulfate	-	-
38	Matières en suspension	µg/l de sulfate	-	0
39	Chlorure libre résiduel	µg/l de sulfate	-	250
40	Baryum	µg/l de sulfate	-	-
41	ARGENT	µg/l de sulfate	-	10

D. Paramètres des substances toxiques

42	Arsenic	µg/l	-	50
43	Béryllium	µg/l	-	
44	Cadmium	µg/l	-	5
45	Cyanure	µg/l	-	10
46	Chrome	µg/l	-	50
47	Mercure	µg/l	-	1
48	Nickel	µg/l	-	50
49	Plomb	µg/l	-	50
50	Antimoine	µg/l	-	50
51	Sélénium	µg/l	-	10
52	Vanadium	µg/l	-	-

53	Pesticides et produits apparents: Par substances industrielles au total	µg/l µg/l	- -	0.1 0.2
54	Hydrocarbure Polycycliques Aromatiques			
	Paramètres	Volume de l'échantillon Guide (ml)	Niveau	CMA
55	Coliformes totaux	100	-	0
56	STREPTOCQUES Fécaux	100	-	0
57	Clostridium sulfo- réducteurs	20	-	0
58	Coliformes fécaux	100	-	0

Tableau I.1: Valeurs indicatives de la qualité de l'eau de boisson d'après l'OMS.

CHAPITRE II : GENERALITES ET BASE THEORIQUE

II.1. L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN MILIEU RURAL AU BURUNDI

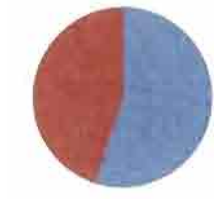
Ce tableau montre le taux de couverture en eau potable de toutes les provinces du pays.

POPULATION DES COLLINES RURALES		Densité: population/km²	Taux de couverture théorique en %	Taux d'utilisation %
PROVINCE	Personnes			
BUBANZA	348273	397	46	28
BUJUMBURA	577445	514	70	52
BURURI	571272	247	75	57
CANKUZO	247283	163	51	37
CIBITOKE	479990	364	55	42
GITEGA	737631	398	73	57
KARUSI	468525	336	73	57
KAYANZA	616554	538	67	55
KIRUNDO	675304	401	30	23
MAKAMBA	445050	241	66	51
MURAMVYA	299423	475	76	56
MUYINGA	678780	403	46	41
MWARO	286393	353	69	54
NGOZI	671380	485	54	47
RUTANA	354136	193	51	36
RUYIGI	426076	204	58	43
TOTAL	7883515	336	60	46

Tableau II.1.Taux de couverture théorique en eau potable moyenne au Burundi

Le taux de couverture théorique en eau potable au Burundi s'élève à 60% en moyenne et chaque province a un taux de couverture propre à elle-même.

Source: INEA ATLAS 2012 (A H R)



60%

Graphique II.1. Taux de couverture théorique en eau potable

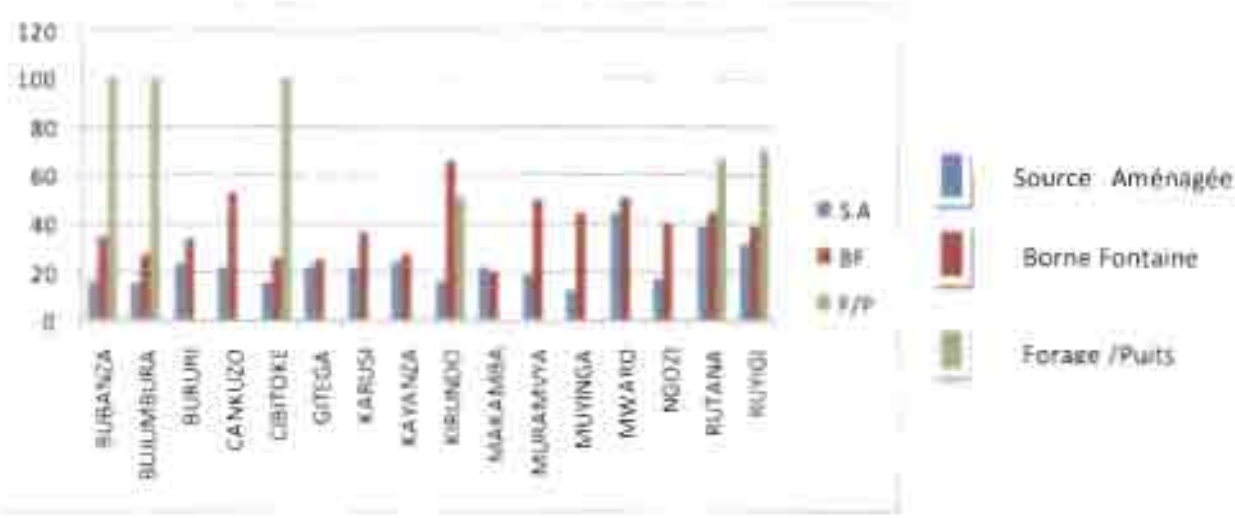
QUALITE DEL'EAU	POINTS D'EAU											AUTRES	
	Source Aménagée			Borne fontaine			Forage/Puits			BP	SCEP	AEP	SnA
	F	NF[1]	TOTAL[2]	F	NF	TOTAL	F	NF	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
Propre	293	182	758	124	110	234	0	9	9	5	4	21	700
Sale	184	97					0	0					
Propre	1084	309	1940	506	315	821	0	5	5	292	3	97	1531
Sale	390	151					0	0					
Propre	1031	612	1922	652	657	1345	0	0	0	961	3	153	3276
Sale	138	134					0	0					
Propre	590	180	868	226	174	400	0	0	0	81	14	41	1053
Sale	59	35					0	0					
Propre	800	316	1527	291	198	489	0	4	4	111	0	60	891
Sale	308	98					0	0					
Propre	1859	590	2681	296	246	542	0	0	0	16	1	75	1533
Sale	122	94					0	0					
Propre	1325	256	1832	278	218	496	0	0	0	41	34	73	699
Sale	168	80					0	0					
Propre	1213	603	2247	191	218	409	0	0	0	42	11	46	970
Sale	246	176					0	0					
Propre	641	219	936	130	232	362	38	78	147	42	34	33	373
Sale	49	25					9	10					
Propre	789	490	1490	360	373	780	0	0	0	390	12	87	411
Sale	111	97					0	0					
Propre	772	400	1430	173	163	336	0	0	0	99	7	38	534
Sale	135	123					0	0					
Propre	917	252	1310	150	135	285	0	0	0	742	700	28	732
Sale	90	51					0	0					
Propre	646	477	1412	185	191	376	0	0	0	154	30	36	1152
Sale	144	145					0	0					
Propre	1297	267	1702	267	221	488	0	0	0	1985	23	48	1900
Sale	102	36					0	0					
Propre	485	307	919	246	202	448	1	2	3	54	3	42	633
Sale	70	52					0	0					
Propre	985	415	1610	293	197	490	14	32	77	169	13	66	385
Sale	116	94					4	23					
	17159	7365	24584	4365	3830	8378	66	163	245	5184	892	944	16773

Tableau II.2: Couverture en eau potable en milieu rural – Burundi



Graphique II.2 : Point d'eau par type d'ouvrage par province

Ce graphique montre le pourcentage des points d'eau non fonctionnels par type d'ouvrages et par province.



Graphique II.3 : Pourcentage des points d'eau non fonctionnels par type d'ouvrage et par province.

[1]**Remarque** : les sources aménagées avec un debit <0,1l/s sont considérées non fonctionnelles

[2]**Remarque** : le total ne correspond pas toujours avec la somme des ouvrages fonctionnels /non fonctionnels et propres/sales, car l'état de fonctionnement et la qualité de l'eau ne sont pas toujours connus.

Source: AHR (INEA ATLAS 2012)

II.2. Situation géographique de la province GITEGA

Située au centre du Burundi, la province de Gitega couvre une superficie de 1978,96 km2, soit 7,1 % de la superficie totale du pays, avec une population estimée à 689.900 habitants en 2005, soit une densité moyenne de 349 habitants par km2.

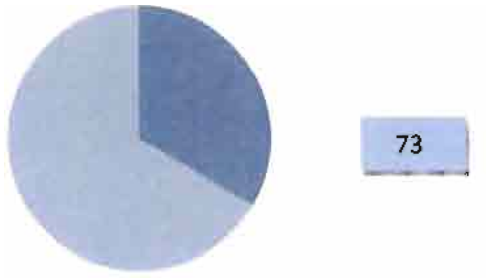
Elle est limitée au Nord par les provinces de Kayanza, les communes (Muhanga et Rango) et Ngozi (commune Ruhororo) à l'Ouest par les provinces de Muramvya (communes Mbuye et Rutegama), et Mwaro (communes Ndava, Nyabihanga, Kayokwe et Bisoro), au Sud par les provinces de Bururi (communes Matana et Rutovu) et Rutana (communes Rutana et Musongati) et à l'Est par les provinces de Ruyigi (communes Butezi et Butaganzwa) et Karusi (communes Shombo et Gihogazi).

II.3. L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE EN PROVINCE GITEGA.

La province Gitega est composée de onze communes comme le montre ce tableau et ce dernier montre aussi le taux de couverture en eau potable par commune et le taux d'utilisation de l'eau.

Commune	Populations des collines rurales		Taux de couverture	Taux d'utilisation
	nombre	densité/Km²		
BUGENDANA	115355	444	77%	60%
BUKIRASA	32388	415	82%	62%
BURAZA	52210	353	88%	71%
GIHETA	75004	520	63%	50%
GISHUBI	61495	444	64%	49%
GITEGA	123350	444	55%	41%
ITABA	56227	262	79%	60%
MAKEBUKO	65374	385	83%	66%
MUTAHO	71857	486	78%	62%
NYARUSANGE	44972	405	80%	61%
RYANSORO	39399	241	84%	59%
TOTAUX	737631	398	73%	57%

Tableau II.3 : Couverture théorique en eau potable de la Province Gitega



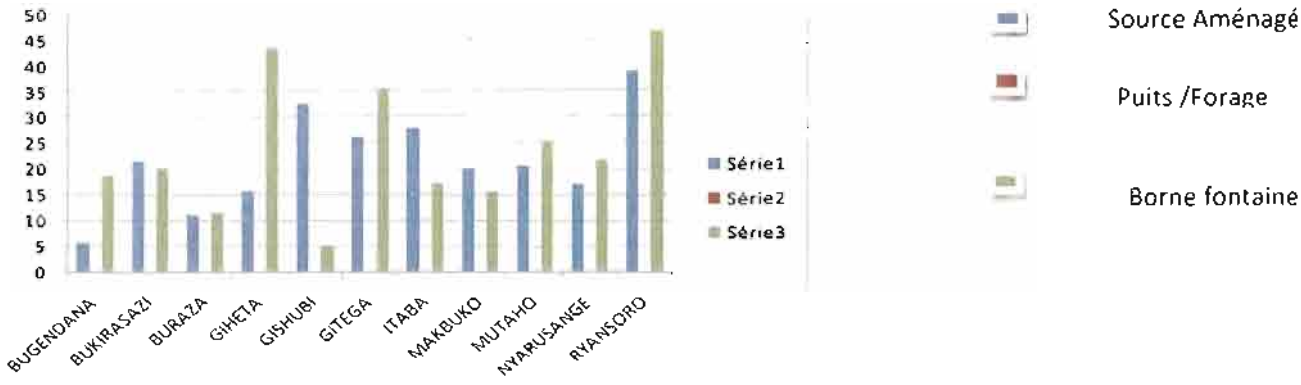
Graphique II.4 : Taux de couverture théorique en eau potable de la province Gitega

Qualité de l'eau	sources Aménagées				Puits et Forage				Borne Fontaine				BP	AEP
	F	NF	PD	Total	F	NF	PD	Total	F	NF	PD	Total	Total	Total
propre	240	11	2	288	0	0	0	0	199	46	1	246	51	24
sale	29	6			0	0								
propre	112	33	0	157	0	0	0	0	24	6	0	30	26	5
sale	11	1			0	0								
propre	217	25	0	274	0	0	0	0	38	5	0	43	19	5
sale	27	5			0	0								
propre	171	21	0	275	0	0	0	0	63	49	1	113	192	8
sale	61	22			0	0								
propre	125	63	0	243	0	0	0	0	56	3	1	60	19	8
sale	39	16			0	0								
propre	251	87	2	424	0	0	0	0	49	27	0	76	72	7
sale	60	24			0	0								
propre	206	83	0	327	0	0	0	0	57	12	0	69	24	8
sale	30	8			0	0								
propre	223	44	0	333	0	0	0	0	75	14	0	89	88	8
sale	43	23			0	0								
propre	186	38	0	290	0	0	0	0	59	20	0	79	2	5
sale	44	22			0	0								
propre	124	25	0	176	0	0	0	0	36	10	0	46	27	7
sale	22	5			0	0								
propre	166	102	1	283	0	0	0	0	47	41	0	88	35	11
sale	6	8			0	0								
propre	2021	532	5	3070	0	0	0	0	703	233	3	939	555	96
sale	372	140			0	0								

Tableau II.4. Eau potable en province Gitega

Note : Source de données : Inventaire National Eau et Assainissement 2012.

Remarque : la superficie des parcs nationaux et lacs est exclue du calcul de la densité de la population



Graphique II.5:Pourcentage des points d'eau non fonctionnels par commune

II.4. Situation géographique de la commune Gitega et sa Découpage Administrative

Gitega est l'une des 11 communes qui composent la province de Gitega. La commune Gitega est délimitée au Nord par la commune Giheta et la province Karusi, au Sud par les Communes Makebuko, Nyarusange et Itaba ; à l'Est par les provinces Ruyigi et Karusi et enfin à l'Ouest par la province de Mwaro. La commune de Gitega est au centre du pays. Elle a une superficie estimée à 315,44 km2. C'est la commune la plus étendue de la province Gitega. La commune de Gitega est située entièrement dans la région naturelle de Kirimiro qui se caractérise par une altitude comprise entre 1600 et 2000 m, une pluviométrie moyenne annuelle de 1200 mm, une température moyenne annuelle de 19°c, un climat du type tropical, tempéré par l'altitude, un réseau hydrographique entièrement tributaire du bassin du Nil, la Ruvubu est la principale zone avec comme principale affluent la rivière Ruvyironza

La Commune Gitega est découpée en quatre zones dont : Le **CENTRE URBAINS, GITEGA-RURAL, MUBUGA et MUNGWA**.ces zones totalisent trente huit collines de recensement comme le montre cette carte et le tableau ci-dessous.

Découpage administratif de la commune GITEGA

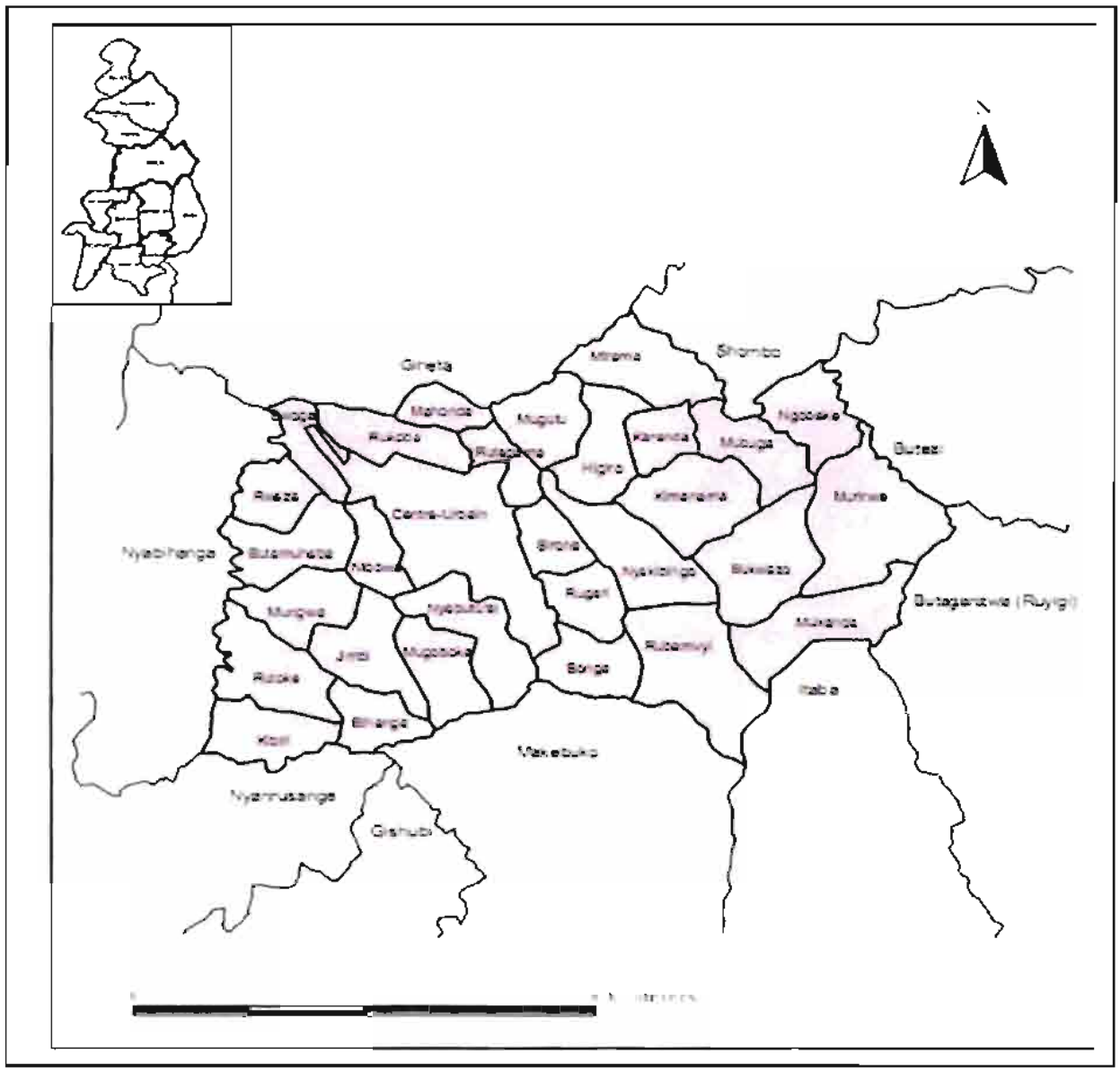


Figure II.6. Carte de la commune Gitega

ZONES	Numéro	COLLINES DE RECENSEMENT
CENTRE URBAINS	1	MAGARAMA
	2	MUSHASHA
	3	MUSINZIRA
	4	NYABIHARAGE
	5	NYABUTUTSI
	6	NYAMUGARI
	7	RANGO
	8	SHATANYA
	9	YOBA
GITEGA-RURAL	1	BIROHE
	2	BWOGA
	3	HIGIRO
	4	MAHONDA
	5	MUGUTU
	6	NYAKIBINGO
	7	RUBAMVYI
	8	RUGARI-GITAMO
	9	RUKOBA
	10	RUTEGAMA
MUBUGA	1	BIKWAZO
	2	KARENDA
	3	KIMANAMA
	4	MIRAMA
	5	MUBUGA
	6	MUKANDA
	7	MURIBWE
	8	NGOBEKE
MUNGWA	1	BIHANGA
	2	BUTAMUHEBA
	3	JIMBI
	4	KIBIRI
	5	MUGOBOKA
	6	MUNGWA
	7	NTOBWE
	8	NYABUTUTSI
	9	RUTOKE
	10	RWEZA
	Total	38

Tableau II.6 .Découpage administratif de la commune Gitega

Localisation de la zone de projet

Ce réseau s'étend sur 8517.5m et traverse les collines Mugutu, Nyagisindu, Rutegama, Kabogi, Zege et Kwibuka.

La source se trouve dans une vallée à 1780m d'altitude.

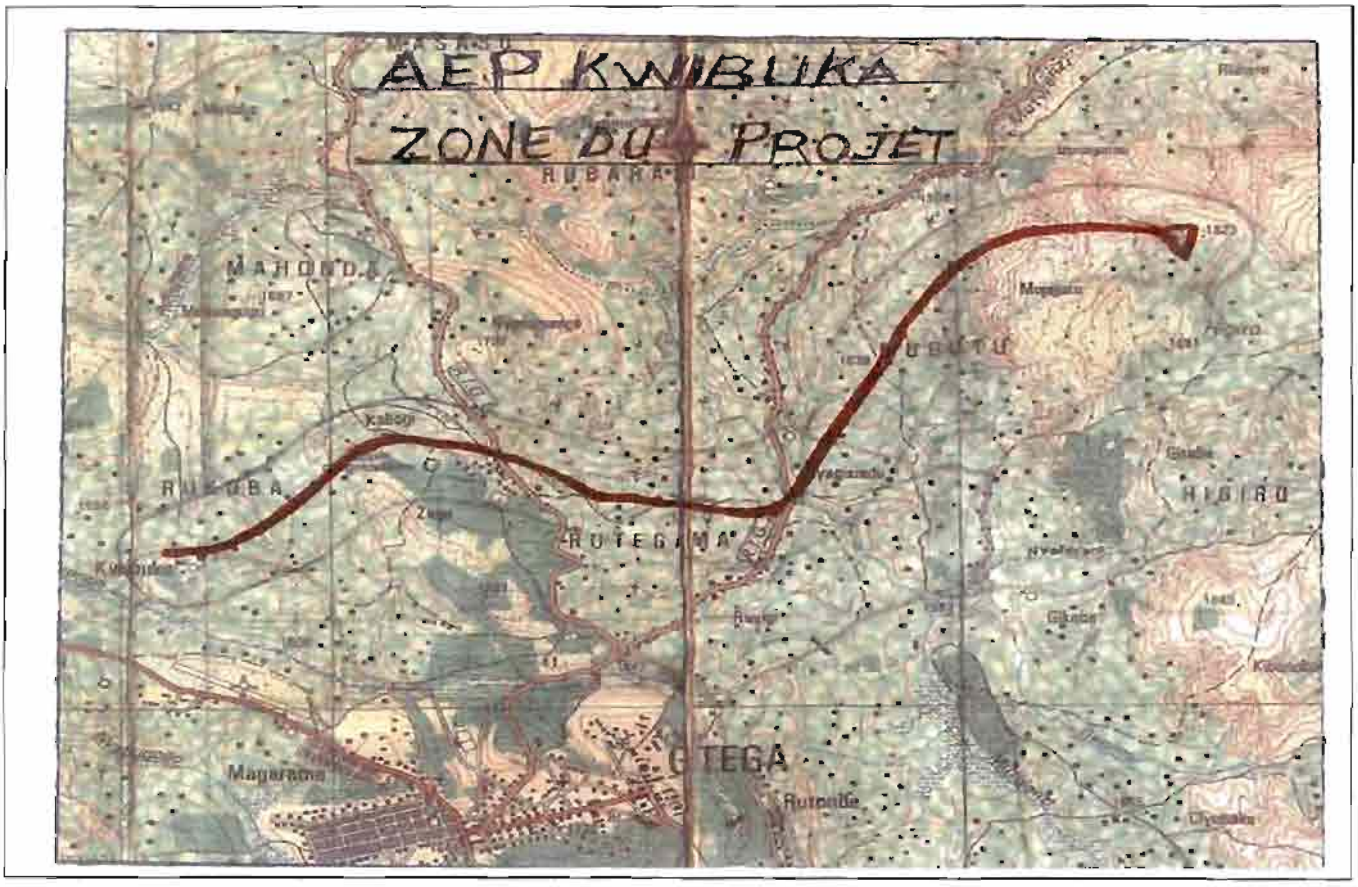


Figure II.7. Carte de la zone de projet

II.5. Les différentes ressources en eau disponibles

Introduction

Le cycle de l'eau représente un circuit entre les réservoirs de l'eau liquide, solide ou gazeuse, sur notre planète : les cours d'eau, les lacs, les océans, les nappes souterraines et les glaciers. Le soleil favorise l'évaporation de l'eau.

Pour la consommation, les eaux utilisées sont :

- Des eaux de surface, rencontrées dans les cours d'eau e, les lacs et les océans;
- Des eaux souterraines dans la plupart de fois minérales.

Voici le cycle naturel de l'eau

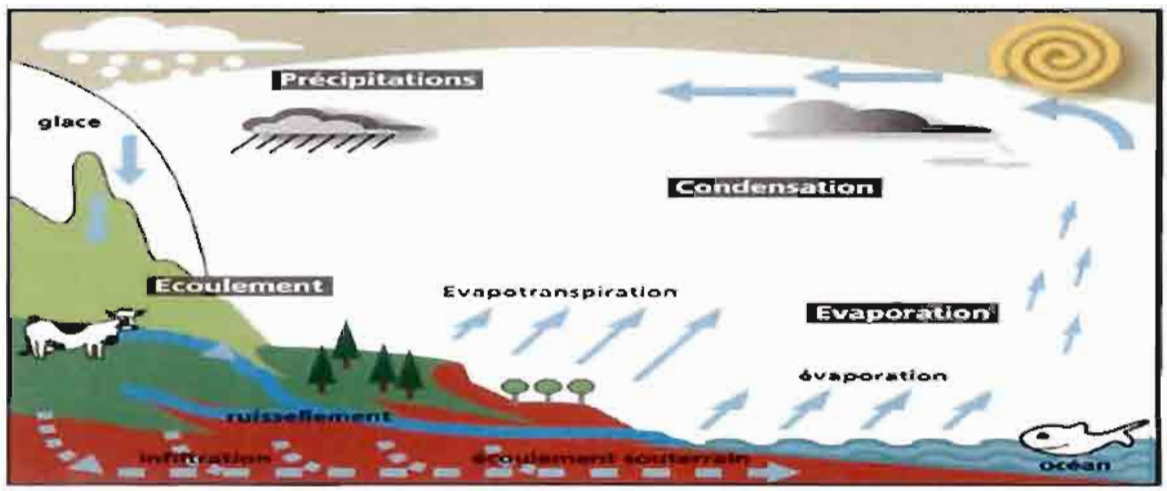


Figure II.8. Le cycle naturel de l'eau

II.5.1. Les eaux de pluie

Les eaux de pluie sont de bonne qualité pour l'alimentation humaine en eau.

Elles sont douces car elles sont saturées en d'oxygène et d'azote, ne contiennent aucun sel dissout. Néanmoins, elles peuvent être contaminées par des poussières atmosphériques surtout dans les régions industrialisées. Pour notre travail, cette source n'est pas intéressante car elle présente des difficultés de captage et n'est pas pérenne.

II.5.2. Les eaux de surface

Pour l'alimentation publique, on fait recours aux eaux de surface .Elles se répartissent en trois grandes catégories :

- Les eaux de rivière (partie amont)

- ❖ Les eaux de rivière (partie aval)
- ❖ Les eaux du lac

Le captage des eaux coulantes (cas d'une rivière) présente des inconvénients : Une grande variation du débit au cours de l'année, les eaux sont souvent polluées, le coût de traitement est élevé .Pour ce faire, la prise doit être effectuée en amont des agglomérations pour prévenir les pollutions éventuelles.

Dans le cas d'un lac, les meilleures conditions seraient d'effectuer la prise loin des rives, car la pollution est très élevée sur la zone côtière.

II.5.3 Les eaux souterraines

Les eaux souterraines sont enfuies dans le sous sol et leur qualité dépend de la position de la nappe.

Si la nappe est phréatique, les eaux sont polluées et chargées de matières en solution. Cela est dû au sol superficiel accueillant tous les déchets, d'où les eaux qui traversent sont souillées. Le captage de ces eaux nécessite un traitement physico-chimique.

Si la nappe est profonde, les eaux ont une fraîcheur constante due à un long trajet dans le sol. Elles ont les caractéristiques suivantes : turbidité faible, débit constant, dureté souvent élevée, concentration élevée de fer et manganèse. Ces caractéristiques varient très peu dans le temps et les usines de purification n'ont pas à résoudre les problèmes de ces eaux.

CHAPITRE.III. NATURE DES SOURCES ET DESCRIPTION DES OUVRAGES DU RESEAU.

III.1.Introduction

On distingue généralement deux types de système de transport :

Adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la côte de la source est supérieure à la côte du réservoir. L'avantage de ce système est essentiellement économique, bien plus il évite les phénomènes de coups de bélier dans les conduites. A l'intérieur de ce système d'adduction, on trouve une autre classification suivant le mode d'écoulement. Ainsi, on distingue :

- **Ecoulement à surface libre** : L'écoulement à surface libre est un cas fréquent. La conduite fonctionne comme un canal ouvert, l'eau n'atteint pas la partie supérieur des tuyaux (à l'intérieur). Le débit dépend de la pente au point donné de la hauteur d'eau dans la tuyauterie et des frictions (frottements) sur les parois.
- **Ecoulement en charge:** l'écoulement en charge correspond au fonctionnement d'une adduction dont les tuyaux sont pleins et où les tronçons en amont et en aval interviennent sur l'écoulement. Le débit est en général plus grand, ce qui veut dire que la tuyauterie est toujours pleine pour ce cas d'écoulement et l'eau qui s'y écoule est poussée par la pression exercée par l'eau en amont

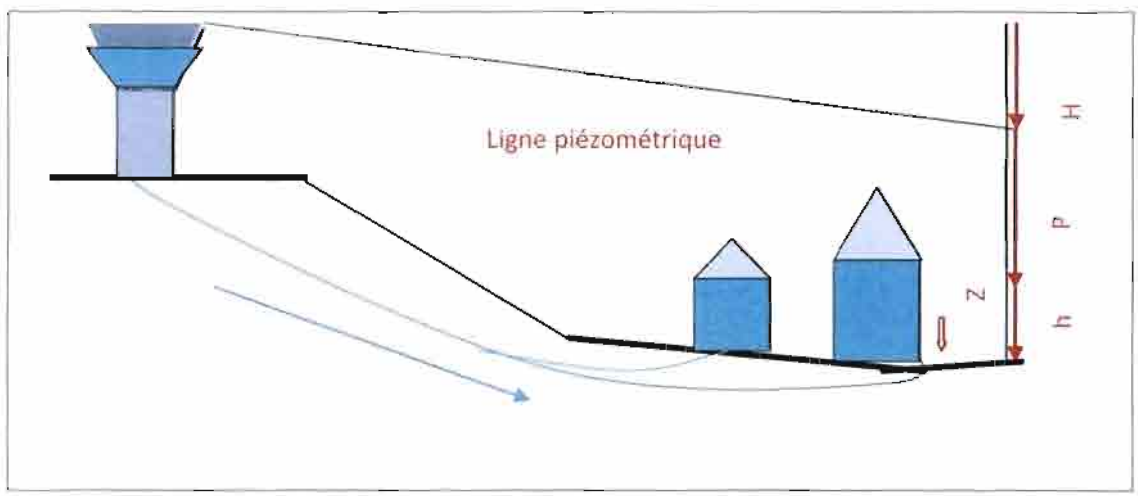


Figure III.1 : Schéma d'un réseau de distribution gravitaire

Avec:

- H : hauteur correspondant à la différence entre la côte du niveau minimal du réservoir et la côte (Z+h+P)
- P : pression minimale de distribution au point le plus haut à desservir
- Z : côte du sol au droit du point le plus haut à desservir
- h : hauteur du point le plus haut à desservir par rapport au sol

Adduction par refoulement par pompage en utilisant une station de pompage. Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

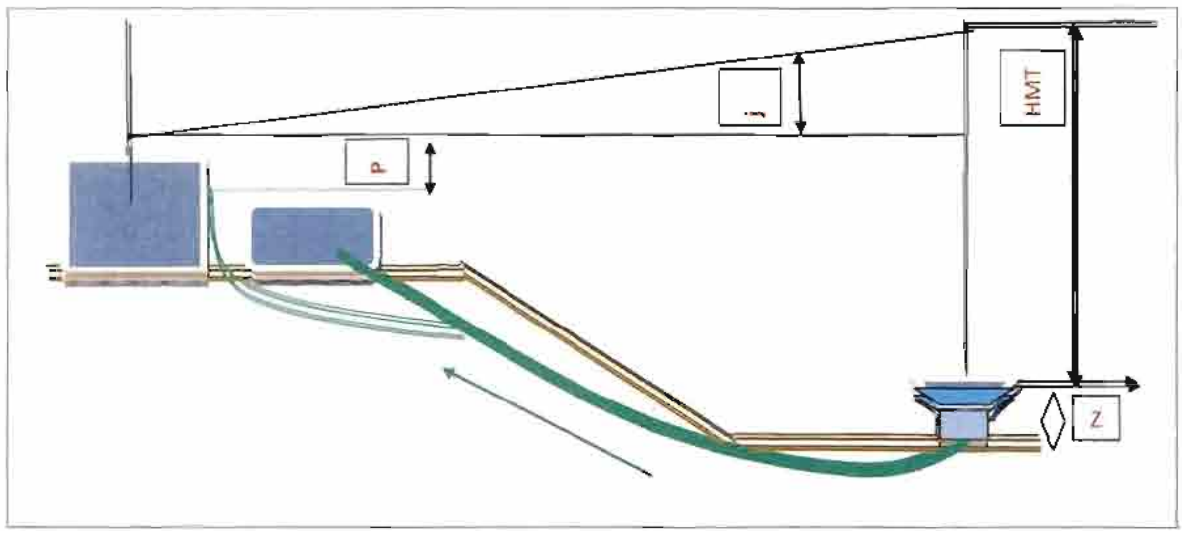


Figure III.2 . Schéma d'un réseau de distribution par surpression

Avec:

- HMT . hauteur manométrique total
- j : pertes de charge
- P : pression minimal

Le choix de la source d'A.E.P dépend de la qualité et de la quantité de cette source.

III.2.Les différents types de sources

Etant donné que la source constitue l'exutoire de la nappe ou du gisement, le coefficient de perméabilité qui est fonction du sol interviendra pour accentuer ou diminuer la surface supérieure de la nappe bombée. On distingue donc différentes sources dans la nature :

III.2.1 Source d'affleurement

L'eau apparue dans une vallée ouverte entre versant d'une partie perméable ou roche et qui atteint dans le fond, une couche imperméable, présentant ainsi une ligne de source au contact de l'imperméable. Chaque versant fournit plus d'eau d'autant plus que la pente de l'imperméable est grande

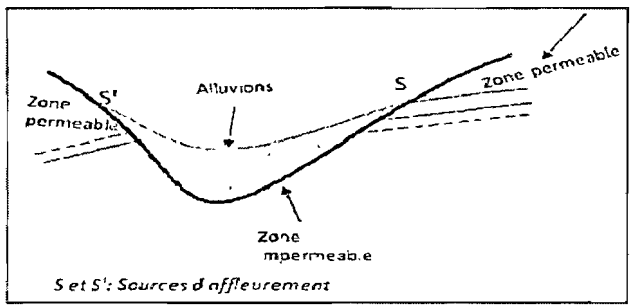


Figure III.3. Schéma d'une source d'affleurement

III.2.2. Source de déversement

Elles se rencontrent dans les roches fissurées en surface. On peut avoir des venues d'eau descendantes, localisées ou diffusées. La sortie d'eau se fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et un certain nombre de filets liquides qui après s'être rassemblés, apparaissent dans une cuvette naturelle. L'eau apparaît au point de rencontre des fissures.

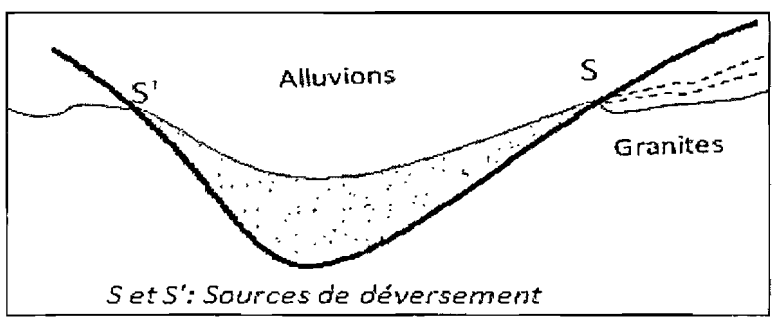


Figure III.4. Schéma d'une source de déversement

III.2.3. Source d'émergence

La nappe rencontre la surface topographique, sans que le substratum imperméable soit nécessairement affleurant.

La couche perméable est fissurée en direction du sol.

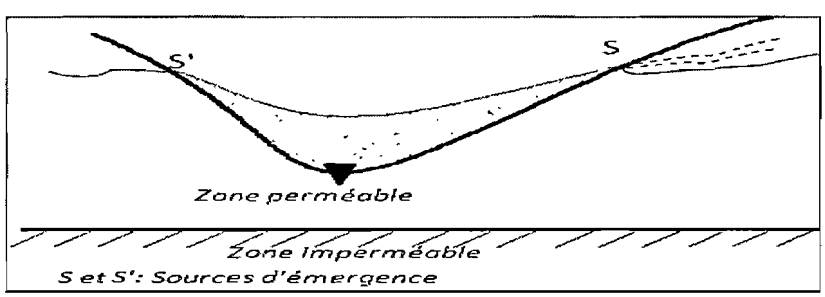


Figure III.5. Schéma d'une source d'émergence

Après avoir visité la source de captage (avec une altitude de 1780m en amont et 1629m en aval), On a constaté que : - la source est une source d'émergence.

Photo de la source Gasoko



- le sol est argileux ;
- le débit pour l'étiage est de 1,5 l/s ;

L'alimentation sera totalement gravitaire ;

III.2.4. Sources d'éboulis

Il peut arriver fréquemment que l'exutoire réel d'une source disparaît sous une accumulation d'éboulis, les filets d'eau qui s'insinuent entre eux ne réapparaissent que beaucoup plus loin, donnant ce qu'on appelle une source d'éboulis. Le véritable exutoire prend le nom de source géologique.

Les sources d'éboulis sont douteuses à cause des dangers de pollutions des eaux lors de leur parcours dans les éboulis.

III.3.Classification des sources

Les différentes de sources précédemment citées ci-haut sont classées suivant la perméabilité du terrain.

La perméabilité du terrain d'une formation est déterminée par son coefficient de perméabilité qui caractérise la faculté de circulation de l'eau dans le sol.

Il dépend des facteurs suivants :

-La grosseur du grain (ronde)

-Mode d'enchevêtrement

Il dépend aussi de la porosité :

Pr=Vv/Vt

Vv=volume des vides

Vt=volume total (vide+plein)

On distingue alors des formations :

- De très bonne perméabilité de 10^{-2} <cp<10m/s
- De bonne perméabilité de 10^{-5}<cp<10^{-2} m/s
- De mauvaise perméabilité de 10^{-9}<cp<10^{-5} m/s

Imperméable Cp<10^{-9} m/s

Avec Cp : coefficient de perméabilité (m/s)

1°) Les terrains perméables en petit grain

Ce sont les sables, les graviers, limons, alluvions diverses.

La réserve souterraine prend le nom de nappe et la circulation de l'eau y est très lente. Dans ce cas, l'eau se trouve dans la masse de sable et gravier en occupant tous les vides interstitiels.

2°) Les terrains perméables en grand grain

Ce sont des terrains rocheux fissurés tels que les calcaires, grès, quartzites, conglomérant, etc.

La circulation de l'eau s'apparente à celles des terrains perméables en petit grain car la fissuration de ces terrains peut être serrée. Elle peut aussi se traduire par des fissures plus larges, mais nombreuses plus ou moins anastomosées entre elles donnant lieu à une perméabilité de fissures (karst).

On a à faire à une circulation dite karstique qui va de la simple fissure de quelques centimètres de largeur à la rivière souterraine.

3°) Les terrains imperméables, l'exemple typique est l'argile.

Ce sont ceux qui ne se laissent pas traverser par l'eau ou que très rarement.

III.4.Les ouvrages d'Art et de Captage

III.4.1.Les ouvrages de captage

Introduction générale

Par définition, le captage consiste à collecter les filets d'eau d'une source dans un ouvrage approprié (galerie ou drain) et à les amener dans un petit réservoir visible sur lequel est branchée la conduite d'alimentation.

En effet, dans le captage, on vise beaucoup d'objectifs à savoir :

- Mettre l'eau émergente à l'abri des agents de pollution externe ;
- Collecter le maximum de l'eau disponible ;
- Faciliter aux usagers l'accès à l'eau ;

Pour faire un bon captage, il y a beaucoup de paramètres qu'on doit tenir compte entre autres :

- L'origine et la qualité d'eau qui sont fonction du terrain et de sa perméabilité ;
- La hauteur de la nappe ;
- Le sens d'écoulement des filets liquides ;
- Les variations des débits en toutes saisons ;
- La nature de la source ;
- La quantité de l'eau.

Tous ces paramètres et objectifs vont renseigner sur la forme et la dimension de l'ouvrage de captage.

III.4.2. Chambre de captage

La chambre de captage est un ouvrage qui consiste à collecter les filets d'eau d'une source et à les amener dans un réservoir visible appelé chambre collectrice (si on a plusieurs sources) ou dans une chambre de départ dans le cas d'une seule source.

Nature de la source de captage

La source se définit comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine. Elle est alimentée par une formation souterraine de sable ou gravier contenant de l'eau dite « aquifère ».

Ça peut être aussi d'un écoulement d'eau dans les fissures d'une formation rocheuse.

Ayant effectué une visite sur terrain, la source est de type d'émergence sortant des couverts épais, elle se trouve dans la vallée de Higiro.

III.4.3.Principe de captage

Le captage consiste à dégager les filets, puis à les recueillir et à les diriger dans une chambre de réception.

La collecte se fait par :

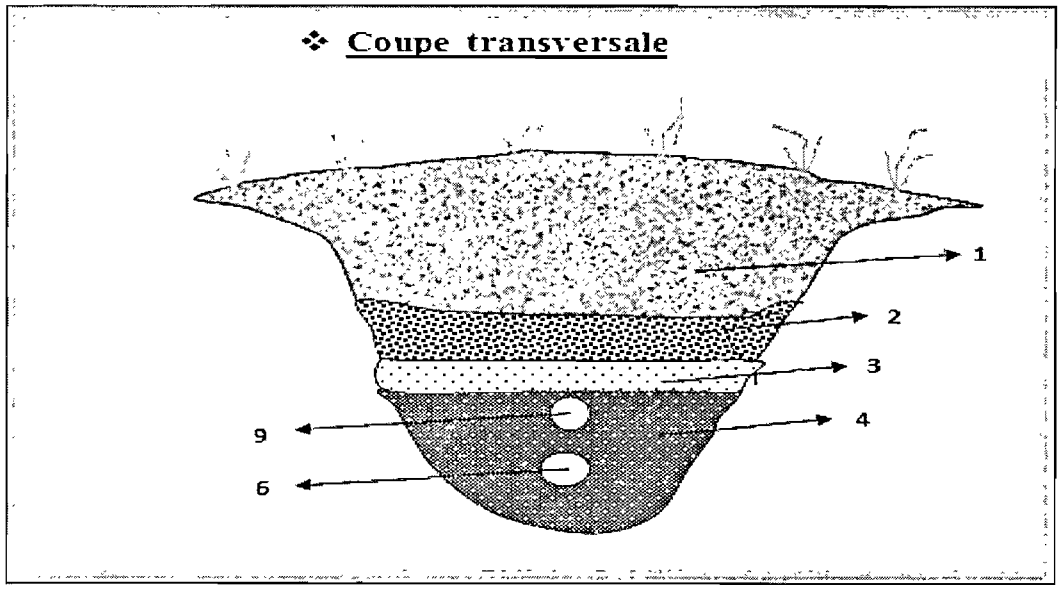
- pierres ;
- drains ;
- aqueduc ;
- galeries ou argile (galerie filtrantes et drainantes).

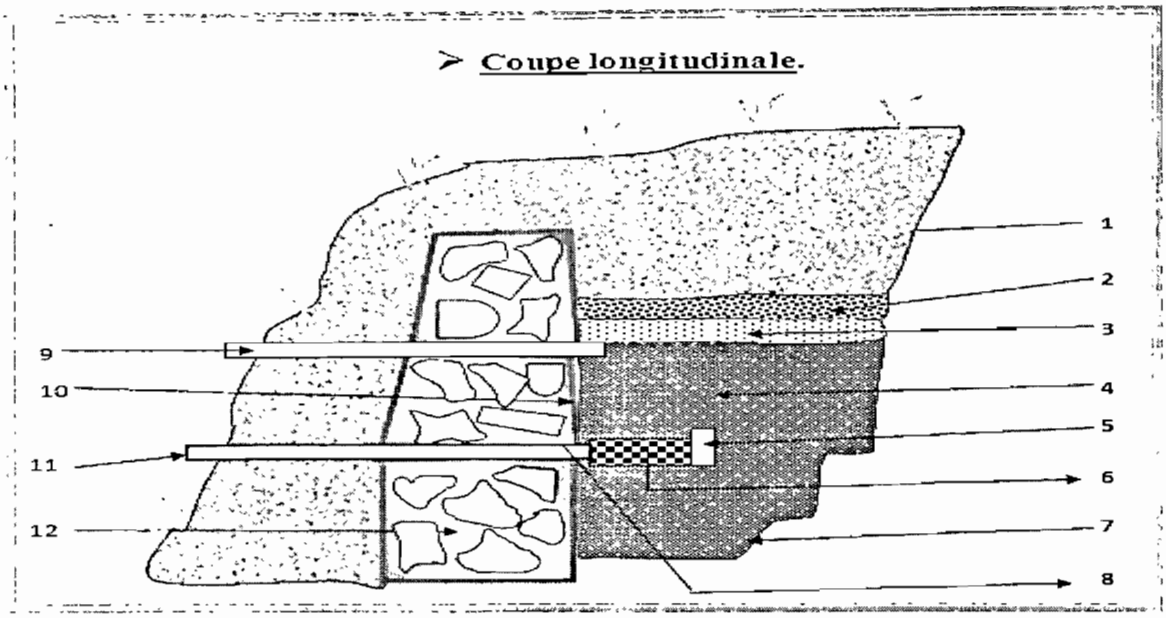
Les chambres de réception sont des ouvrages en maçonnerie, parfaitement étanchés d'enduit intérieurement avec angles arrondis dans lesquels aboutissent les ouvrages de captage et portent les tuyaux de distribution.

En effet, nous devons prévoir les matériaux drainants et poser par-dessus les tuyaux perforés qui achemineront l'eau à l'endroit de la chambre de réception.

Dans le souci de maximiser les filets d'eau possibles, la galerie captant sera faite dans une direction perpendiculaire au sens d'écoulement souterrain et parallèlement au fond de la vallée.

Les détails de captage sont montrés sur le schéma suivant :





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.

Figure III.6. Schéma de principe de captage

III.4.4. Chambre de départ

Pour collecter l'eau du site de captage, on construit une chambre de départ qui a les mêmes principes de construction d'un réservoir.

Le modèle des chambres collectrices dépend de la quantité d'eau à capter, à distribuer et encore du traitement que cette eau doit subir.

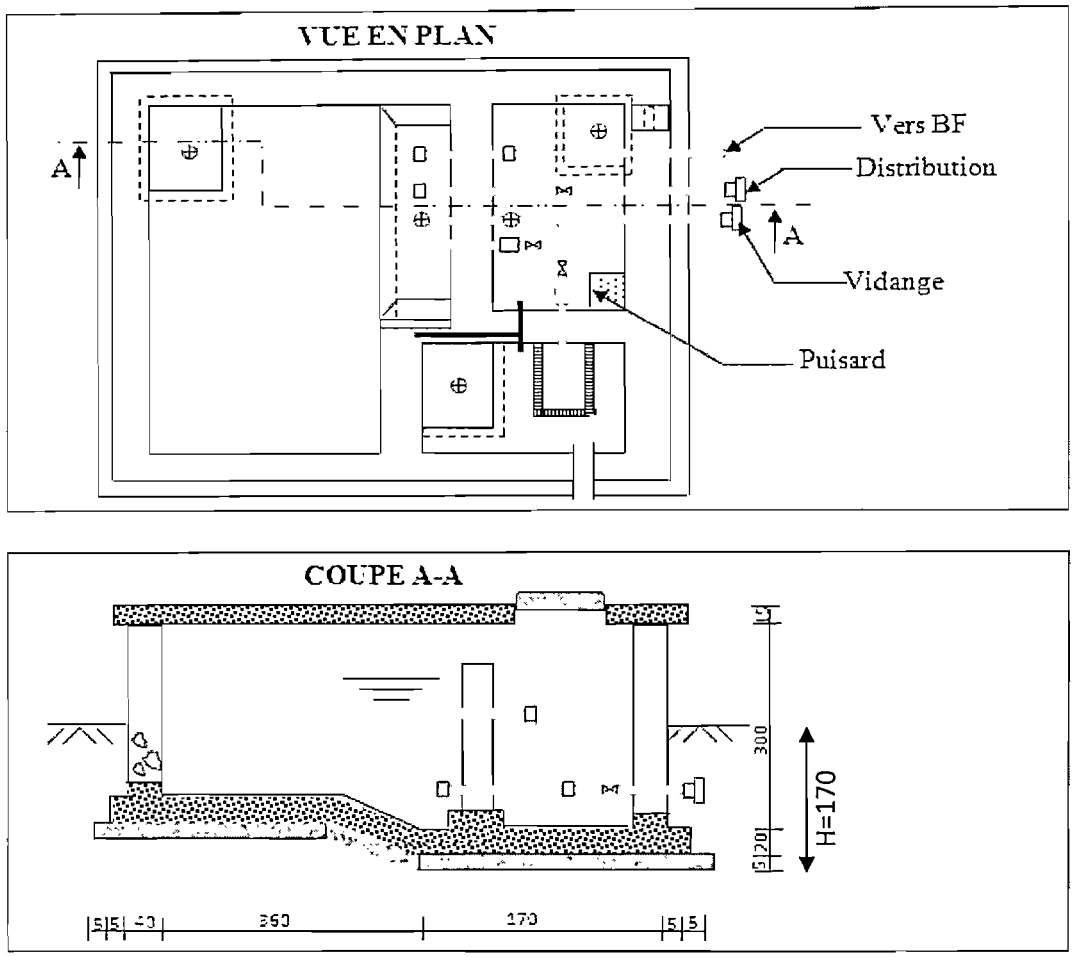


Figure III.7 : Schéma d'une chambre de départ

La chambre de départ : La chambre de départ est un ouvrage qui suit directement le captage, elle joue le rôle que la chambre collectrice. C'est dans le cas d'une seule source. Construit souvent en moellon, elle est destinée à collecter l'eau de la source avant de passer dans le réseau. Elle est souvent compartimentée pour pouvoir décanter les particules solides dans le premier compartiment, et l'eau passe ensuite au-dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ.

III.4.5.Les ouvrages de transport (conduites)

Les ouvrages de transport sont ceux qui permettent le transport de l'eau depuis la source jusqu'au lieu de distribution et depuis les utilisateurs jusqu'en milieu de rejet des eaux déjà utilisées.

Les éléments intéressant ici sont :

- ❖ Les tuyaux et ses accessoires
- ❖ Les organes accessoires à la conduite tels que :

- Les chambres de dérivation ;
- Les chambres de purge ;
- Les chambres de ventouse ;
- La chambre de vanne ;
- La chambre collectrice.

Les différents types de tuyaux :

Types de conduites	Avantages	Inconvénients
Conduite en fonte	-Bonne résistance mécanique et chimique -Bonne longévité -Résistance à la corrosion -Pose facile -Bonne étanchéité -Un bon coefficient d'écoulement hydraulique	Une grande fragilité
Conduite en amiante	-très légère -Pose commode -Ininflammable	-Fragile -Manutention difficile
Conduite en béton	-Résistance à la compression	-Mauvaise résistance à la traction -Très lourde
Conduite en Béton armé	-Résistance à la compression et à la traction -Résistance à la corrosion souple et légère -Pose facile -Faible conductibilité thermique -Transport et manutention facile -Faible rugosité	-Rongeable -Cassable facilement

Tableau III.1. Types de conduites

III.4.6.Les ouvrages d'arts

Il ya des organes jugés nécessaires pour le bon fonctionnement du réseau qui complètent la conduite en plus des réservoirs, la chambre de départ ou la chambre collectrice.

III.4.6 .1. Les bornes fontaines

Les bornes fontaines sont des ouvrages alimentés à partir des réservoirs d'accumulation construits tout près du réseau principal. Elles sont constituées par un coffre en fonte abritant une cuvette qui débouche à l'extérieur. Le manœuvre d'un bouton ou d'un volant ouvre un clapet et l'eau s'écoule par le dégorgeoir. On distingue les bornes fontaines simples et les bornes fontaines doubles avec des réducteurs de pression.

Les bornes fontaines sont avantageuses parce que les villageois peuvent avoir de l'eau potable tout près de leurs ménages.

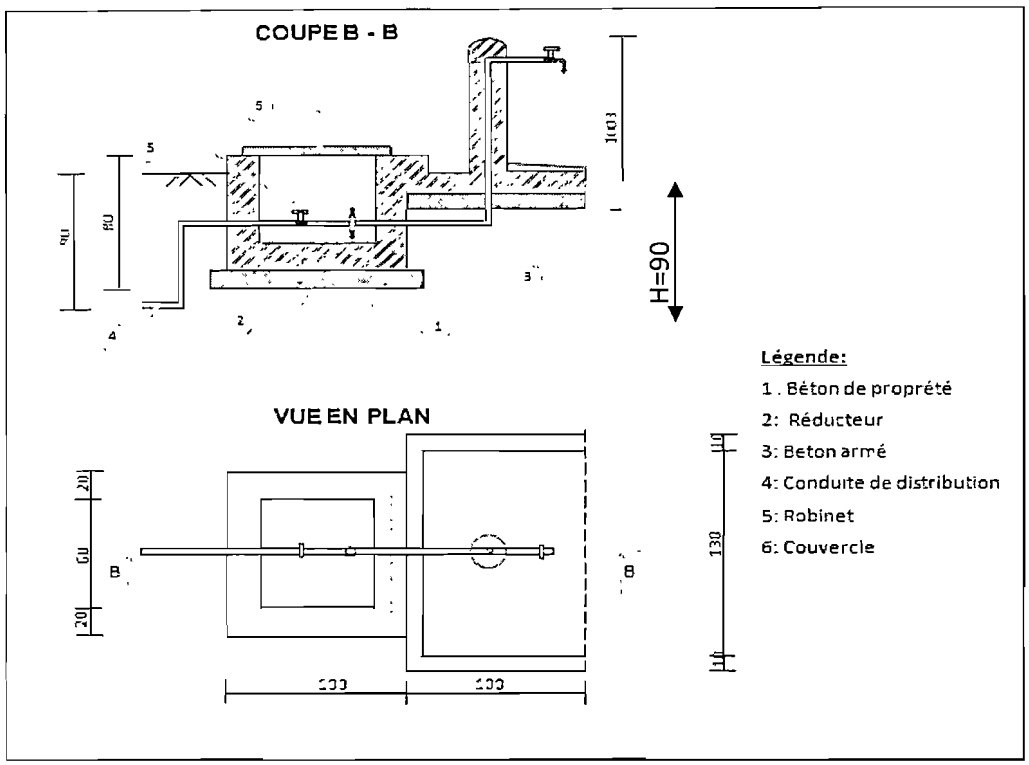


Figure III.8: Schéma d'une borne fontaine

III.4.6.2.Les ventouses

L'air entre dans la conduite soit lorsqu'elle est vide et que l'air vient la remplir, soit l'air dissout dans l'eau est abandonné par cette dernière lors de son déplacement dans la conduite. Son rôle principal est d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Notre réseau comporte deux ventouses.

Les ventouses sont prévues aux points hauts du tracé par rapport au plan horizontal ou piézométrique et aux changements de pente ainsi que le tracé d'une longue partie de conduite ascendante ou descendante.

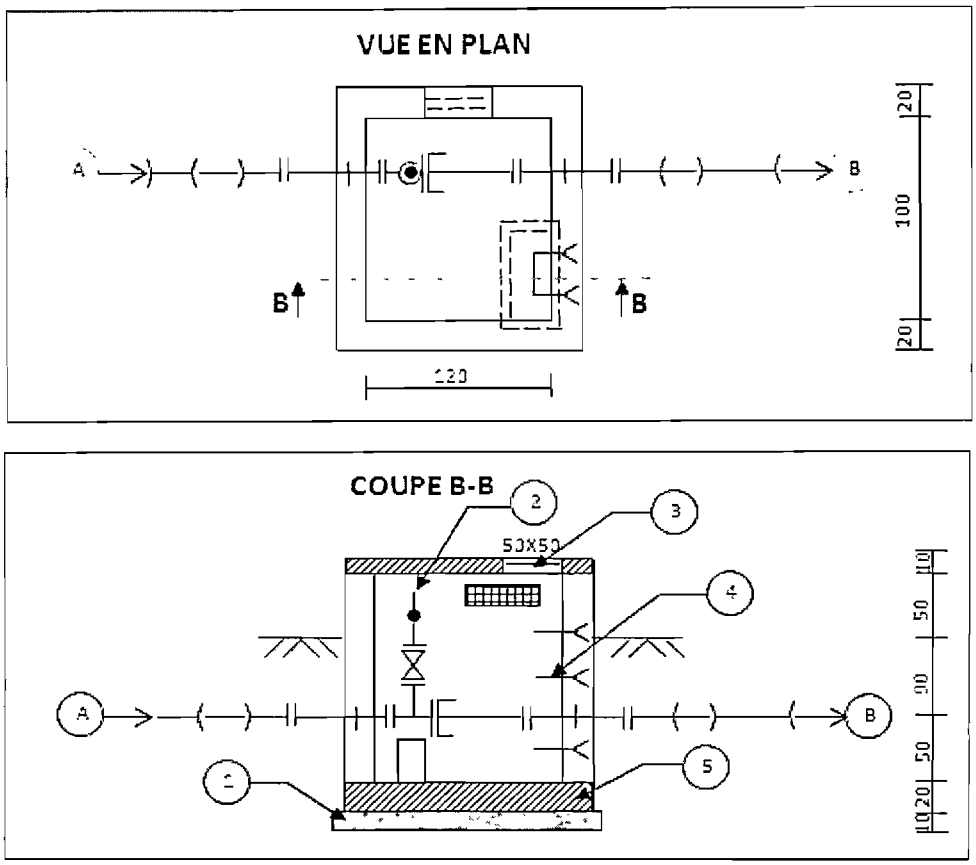


Figure III.9 : Schéma d'une chambre de ventouse

Légende :

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

III.4.6.3.Les chambres de purge (décharges)

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Notre réseau comporte trois chambres de purge.

Chambre de décharge (chambre de purge)

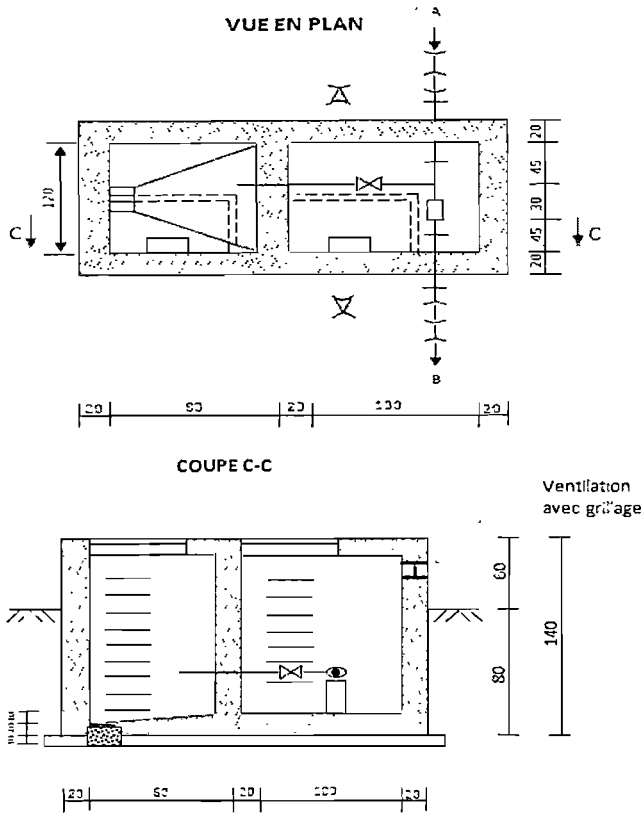


Figure III.10. Schéma de Chambre de décharge

Diamètres pratiquement adoptés pour l'installation des ventouses et des décharges

Diamètres de la canalisation principale (m)	Diamètres de la tubulure de raccordement pour l'installation (m)	
	D'une ventouse	D'une décharge
De 0,150 à 0,30	0,027	0,060
0,350	0,040	0,060
De0, 040 à 0,450	0,040	0,0100
0,50	0,040	0,150
0,60	0,060	0,0150
De 0,70 à 0,80	0,060	0,200
De 0,90 à 1,250	0,100	0,300
1,500	0,100	0,040

Tableau III.2. Diamètres adoptés pour l'installation des ventouses et des décharges

III.4.7.Les ouvrages de stockage et de régulation

Comme la population a tant besoin de l'eau à des moments dits des heures de pointe. Les exemples suivants illustrent ces moments :

• Le matin avant de se rendre au travail ;

•Les heures de la préparation de repas ou de la lessive ;

Ayant choisi la source d'eau la plus adaptée à mon projet et j'ai une adduction gravitaire qui transite un débit sensiblement constant, les réservoirs sont absolument indispensables pour fournir l'eau en quantité suffisante avec une qualité exigée et souhaitable jusqu'à tous les points de consommation sans ignorer son évacuation après usage dans le cas nécessaire.

III.4.7.1.Types de Réservoirs

Selon la manière dont ils sont construits ;

On distingue :

- les réservoirs enterrés ;
- les réservoirs semi- enterrés ;
- les réservoirs surélevés ;

D'après leur mode de construction, on peut avoir :

- les réservoirs en maçonnerie ;
- les réservoirs en béton armé ;
- les réservoirs métalliques ;
- les réservoirs en plastiques ;

Le choix de l'un ou de l'autre type dépend de la nature du fluide, de la quantité d'eau et de l'emplacement de cet ouvrage.

Les réservoirs seront construits en matériaux durables et doivent être étanches. Comme mon travail concerne l'alimentation en eau potable dans un milieu rural et que le réseau est gravitaire, j'ai opté des réservoirs semi- enterrés. Ce sont des réservoirs circulaires en maçonnerie de moellons avec mortier de ciment dosé à 350kg/m^3. Les équipements des réservoirs sont munis des dispositifs de réglage facilitant l'entretien et la visite à l'intérieur.

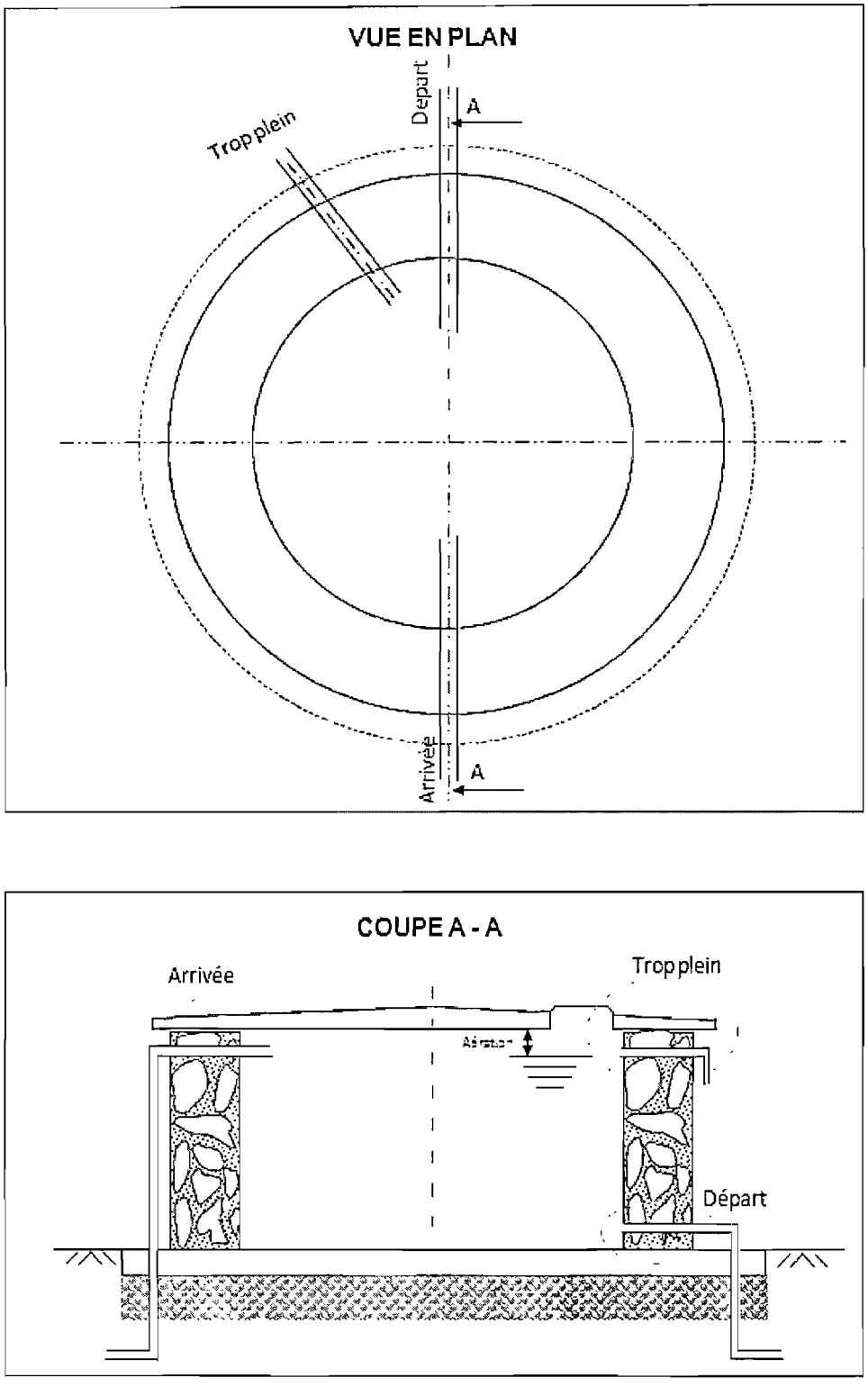


Figure III.11. Coupe d'un réservoir

III.4.7.2.Equipements d'un réservoir

Dans son fonctionnement harmonieux, un réservoir doit avoir d'autres éléments accessoires suivants :

- La conduite d'alimentation et de distribution ;
- Un système de vidange ;
- Un système d'aération ;
- Un système de trop-plein ;
- Une échelle d'accès ;
- Un système by-pass.

La conduite d'alimentation

Elle prend départ de la source captée vers le réservoir de stockage à son débouche dans le réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau y atteint son niveau maximum.

Elle comporte aussi un limiteur de débit et un réducteur de pression.

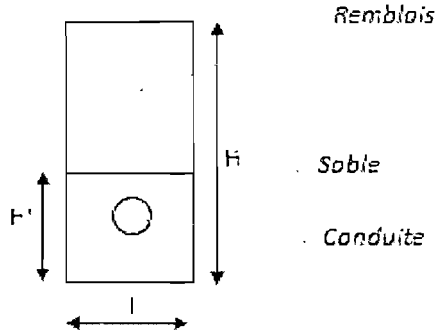


Figure III.12 : Schéma de la conduite d'alimentation

La conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15m ou 0,20m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui pourraient se décanter sur le radier.

L'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir. Une vanne sera aménagée sur le départ de la conduite.

Un système de vidange

Installé en bas du réservoir sur le radier, elle permet d'évacuer des dépôts. Elle peut être raccordée sur la conduite du trop-plein et est muni d'une vanne pour l'ouverture et la fermeture lors de la vidange et après le nettoyage.

Un système de trop-plein

Il arrive que l'eau dépasse le niveau déterminé pour que le réservoir ne soit pas endommagé par ce surplus d'eau, on y met une conduite pour l'évacuer. C'est cette conduite qu'on appelle le trop-plein.

En d'autres mots, le trop-plein évacue la totalité du débit arrivant dans un réservoir. De préférence, il comporte un siphon sur son parcours qui retient de l'eau dans le tronçon pour éviter la pollution ou l'entrée d'animaux ou des moustiques. Le débit évacué est donné par la formule de **LENCASTRE** :

$Q=11,15*R*h^{3/2}$ (III.1)

Avec : R=rayon du réservoir (m)

h= distance entre le niveau maximum de l'eau et le trop-plein (m)

Q=débit évacué (m^3 /s)

Une échelle d'accès

Elle doit être à l'intérieur et à l'extérieur du réservoir. L'accès à l'intérieur est facilité par un trou appelé « trou d'homme » dont le diamètre est au moins égale à 60 cm. Le trou d'homme est prévu sur la couverture supérieure.

Un système by-pass

Quand on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non-compartimenté. On dispose un by-pass qui sert de liaison entre la conduite d'amenée et la conduite de départ.

Pendant le nettoyage ou la réparation du réservoir, la conduite d'amenée passe directement l'eau à la conduite de départ.

En bref, c'est un système de recourt aux bénéficiaires d'eau pendant la carence dans un réservoir.

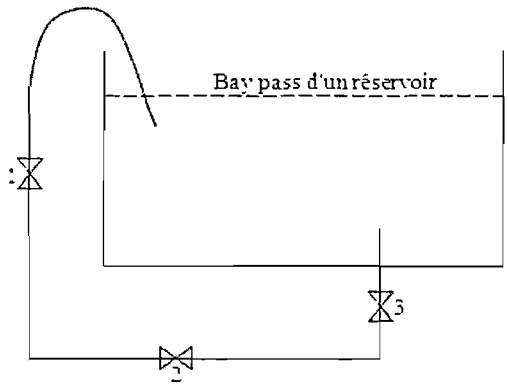


Figure III.13 : Schéma d'un système by-pass

III.4.7.3.Le rôle et emplacement du Réservoir

Les réservoirs constituent des ouvrages permettant de stocker l'eau pour :

- Compenser les fluctuations des besoins pendant la journée et la nuit où la production peut être plus élevée que la consommation et vis versa.
- Assurer aux heures de pointe les débits maximums demandés.
- Combattre efficacement les incendies.
- Régularité dans le fonctionnement du réseau, les pressions dans les conduites de distribution et répondre efficacement à des sollicitations régulières d'eau.
- L'emplacement du réservoir dépend de plusieurs facteurs :
  - ➢ La topographie des lieux ou des conditions particulières et la cote du radier des réservoirs
  - ➢ Au centre du village à desservir pour réduire la quantité des conduites, les pertes de charge et les fuites d'eau. Au cas contraire, nous sommes conduits à augmenter soit son altitude, soit le diamètre de la conduite de liaison entre le réservoir et le village.
  - ➢ La solution économique joue un grand rôle dans le choix de l'emplacement du réservoir.

Les réservoirs de mon réseau se trouvent dans les villages de Nyagisindu, Rutegama, Kabogi, Kwibuka aux altitudes suivantes :

Réservoirs et borne fontaine n°	Altitude en (m)	Emplacement	Capacité (m^3)
R1BF1	1630,2	NYAGISINDU	5
R2BF2	1610,1	RUTEGAMA	5
R3BF3	1635,5	KABOGI	5
R4BF4	1660,5	KWIBUKA	10
R5BF5, BF6, BF7, BF8, BF9, BF10, BF11-12	1629	KWIBUKA	20

Tableau III.3. Réservoirs et leurs emplacements

CHAPITRE IV. EVALUATION DES BESOINS

IV .1. INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objectif de déterminer les besoins en eau maximum nécessaires que la population aura besoin au cours de toute de la durée du projet estimée pour notre cas à 25 ans. D'une façon générale, le besoin en eau potable sera fonction des catégories de bénéficiaires ou utilisateur dont les normes sont beaucoup plus détaillées dans le paragraphe qui parle des « normes de consommation » établies par l'OMS. Les bénéficiaires de ce projet sont : la population collinaire des collines citées précédemment, l'Ecole primaire, l'Ecole Technique, le centre de Santé ainsi que le Lycée Communal de KWIBUKA.

IV.2.Population bénéficiaire au moment de l'étude (l'an 2014)

D'après les enquêtes menées sur terrain, nous avons identifiés les habitants des collines qui vont se servir du réseau en considérant 6 personnes comme taille moyenne de la population par ménage, ces collines et sous collines identifiées sont : MUGUTU, NYAGISINDU, RUTEGAMA, KABOGI, ZEGE et KWIBUKA.

Sur la colline KWIBUKA, il ya des infrastructures publiques telles que :

Une Ecole Primaire de Kwibuka, Ecole Technique à internat, un Lycée communal et un centre de santé.

Collines	nombre de personnes		habitants	Total
1. POPULATION EXISTANTES SUR LES SOUS COLLINES				
	ménages/colline	taille moyenne/ménage		
MUGUTU	14	6	84	84
NYAGISINDU	20	6	120	120
RUTEGAMA	47	6	282	282
KABOGI	38	6	228	228
ZEGE	7	6	42	42
KWIBUKA	80	6	480	480
2 INFRASTRUCTURES PUBLIQUES SUR LA COLLINE KWIBUKA				
E.PRIMAIRE			658 écoliers	658 écoliers
Ecole. Technique			300 élèves	300 élèves
Lycée communal			579élèves	579élèves
Centre De Santé			20lits	20lits

Tableau IV.1. Récapitulatif des bénéficiaires

IV.3.Estimation des bénéficiaires à l'horizon de planification.

En tenant compte de l'évolution démographique, l'Ingénieur s'appuie sur les prévisions à court terme (5 à 10 ans) et moyen terme (10 à 50 ans) pour estimer la population à desservir. Les sources d'information utiles sont:

- Les recensements de la population, les statistiques d'immigration et d'émigration, les statistiques de naissance et de décès ainsi que les plans d'affectations. Notons que l'évolution démographique n'est pas actualisée au Burundi et c'est pourquoi on fait recours aux projections selon les méthodes d'évaluation de la population future ou selon les différents modèles de projections (1 source : distribution et collecte des eaux ,2ème édition, 2000, François G .Brière)

IV.3.1.Quelques modèles de projection

Pour trouver le taux de croissance, on se basera sur les modèles de projections étudiés dans le cours d'Assainissement et en voici quelques-uns.

1. Hypothèse de croissance arithmétique.

Lorsque le taux $\frac{dp}{dt}$ de la population est constant, la croissance d'une population est dite arithmétique, $\frac{dp}{dt}=ca=\frac{p_2-p_1}{t_2-t_1}$

(IV.1)

Soit : $\int_{p_1}^{p_2} dp = ca\int_{t_1}^{t_2} dt$ (IV.2)

D'où $p_2=p_1+ca\,(t_2-t_1)$ (IV.3)

Avec p : population;

t : temps ;

ca : constante de la croissance arithmétique

On a alors : $p_n=p_2+ca\,(t_n-t_2)$ (IV.4)

Avec t_n : l'année pour laquelle on estime la population

p_n: population à l'année t_n

p_2 : population pour l'année t_2

L'estimation de la population par cette méthode est appliquée surtout dans les villes établies depuis longtemps ou dans les villages dont le développement s'est stabilisé

2. Hypothèse basée sur la croissance géométrique.

Le taux de croissance dp/dt de la population est proportionnel à la population.

On a la relation : $dp/dt=c_g p$ (IV.5)

Soit $\int_{p1}^{p2} \frac{dp}{p} = cg \int_{t1}^{t2} dt$ (IV.6)

D'où $\ln p_2=\ln p_1 +cg\ (t_2-t_1)$ (IV.7)

Avec cg=la croissance de la population géométrique

L'estimation d'une population future est donnée par la relation suivante :

$\ln p_n=\ln p_2+cg\ (t_2-t_1)$ (VI.8)

On peut exprimer également la croissance géométrique par la formule des intérêts composés si on connait le pourcentage de croissance annuelle de la population, on a donc : $p_n =p_1\ (1+r)^n$ (IV.9)

Avec n : nombre d'années pendant lesquelles il ya croissance géométrique.

r : le taux de croissance de chaque période (exprimé en %)

p_1 : population initiale (population au temps t_1)

Notons que la croissance géométrique est utilisée pendant de courtes périodes, mais aussi pour effectuer des prévisions à long terme tout en évitant des surestimations irréalistes

Il existe d'autres modèles tels que : hypothèse basée sur la croissance à taux décroissant, l'estimation logistique, méthode graphique et méthode comparative.

Pour notre travail, nous allons utiliser l'hypothèse basée sur la croissance géométrique, car c'est cette méthode qui permet d'estimer les prévisions à long terme et à court terme que nous avons besoin.

On a les relations :

$\ln p_2=\ln p_1+cg\ (t_2-t_1)$ (IV.10)

$p_2=p_1+e^{cg(t2-t1)}$ (IV.11)

Cette relation peut s'écrire sous la forme :

$p_2=p_1\ (1+r)^n$ (IV.12)

$n=\ (t_2-t_1)$ (IV.13)

$Cg=\ln\ (1+r)$ (IV.14)

r =taux de croissance

Pour le projet, le problème consiste à déterminer le taux de croissance r connaissant p_2, p_1, et n.

Pour ce projet, j vais considérer la population de toute la commune GITEGA pour calculer le taux de croissance, car on n'a pas trouvé selon les recensements considérés de 1979 et de 2008, la population des sous collines et collines situées dans la zone de projet, car la grande partie de cette dernière est située à proximité de la ville de Gitega.

RECENSEMENT DE 1979 ET 2008 DE LA COMMUNE GITEGA

Année	Masculin	Féminin	Total
1979	38090	41740	79830
2008	77217	77788	155005

On a : p_1=79830 habitants en 1979

p_2=155005 habitants en 2008

n=intervalle des années entre 2008 et 1979

$p_2=p_1 (1+r)^n$

$$\ln\frac{P2}{P1} = n \ln(1+r)$$

$$e^{\frac{\ln p2/p1}{n}} = \ln(1+r)$$

$$r = e^{\frac{\ln p2/p1}{n}} - 1 = e^{\frac{\ln 155005/79830}{29}} - 1 = 0,0231, \text{ Soit } 2,3\%$$

Pour notre réseau de fin d'études, nous considérons une période de vie de 25ans, l'horizon est fixé donc à l'an 2039.

Connaissant le taux de croissance de la population trouvé ci-haut, l'effectif au bout de cette période est donné par la formule : $p_n=p_1 (1+r)^n$

Ou $p_n=Ap_1$

Avec : p_n =population après n années

p_1=population actuelle de la zone de projet.

A= $(1+r)^n$: coefficient de la population

r=2,3% ;

n=25ans, horizon de planification

p_n=population projetée dans 25ans

Po=population actuelle se trouvant sur les collines

IV.3.2.La population bénéficiaire du réseau à l'horizon de planification

Désignation	Bénéficiaires de 2014 (P_0)	Coéff A	Bénéficiaires de 2039 (Pn)
I. Ménages			
MUGUTU	84	1,8	151
NYAGISINDU	120	1,8	216
RUTEGAMA	282	1,8	508
KABOGI	228	1,8	410
ZEGE	42	1,8	75,6
KWIBUKA	480	1,8	864
II. Infrastructures publiques			
E.P KWIBUKA	658	1,8	1184
ECOLE TECHNIQUE	300	1,8	540
LYCEE COMMUNAL	579	1,8	1042
CENTRE DE SANTE	20	1,8	36
Total	2793		5027

Tableau IV.2 : Récapitulatif des bénéficiaires à l'année 2039

IV.4.Evaluation quantitative des besoins en eau et consommations

IV.4.1 Généralités

On tiendra compte des normes des consommations en eau potable dans le tableau ci-dessous pour une évolution plus serrée mais aussi rurale[1]

Désignation		valeurs utilisées
population	Borne fontaine publique (l/j/per)	20
	un branchement privé (l/j/pers)	100
Collectivités	Ecole primaire (l/j/élève)	5
	Ecole secondaire à internat (l/j/élève)	50
	Hôpital ou centre de santé (l/j/lit)	150
	Bureau (l/j/fonctionne)	10
	Coopérative (l/j/pers)	5
	Centre de négoce (l /j/visiteur)	3
	Eglise (l/j/visiteur)	3
Lieu public	Caniveau (l/j/ml)	25
	Urinoir (l/h)	20
	Lavoirs (l/h/place)	50
	Les bains ou douches (l/j/poste)	50
	Marche moderne (l/j/²)	5
	un jardin public (l/j/m²)	6
Les usines et centres d' exploitation	Abattoirs (l/j/tête de bétail)	200
	Fromagerie (l/l de lait)	5
	Cidrerie (l/l de produit obtenu)	4
	Vinification (l/l de produit obtenu)	2
	Brasserie (l/100lde bière fabriquée)	500
	Sucrerie (l/kg de sucres fabriqués)	100
Bétail	Bovins (l/j/tête)	50
	Cheval (l/j/tête)	50
	Porcs (l/j/tête)	20
	Moutons ou Chèvres (l/j/tête)	5

Tableau IV.3. Norme de consommation en eau potable selon REGIDESO

IV.4.2. Consommation moyenne journalière

La consommation par habitant dépend du mode de fourniture.

On pourra se baser sur la dotation approximative de la consommation suivante :

Mode de fourniture	Consommation (l/j/personne)
Borne Fontaine (à moins de 200m de l'habitation	20
Robinet dans la cours de l'habitation	30 à 50
Distribution simple dans la maison (avec chasse d'eau dans les toilettes)	100
Distribution complète dans la maison (avec salle d'eau)	200 à 400

Tableau IV.4.Dotation approximative de la consommation

IV.4.3. Variation de la consommation

Il existe des variations hebdomadaires et saisonnières : les consommations varient suivant les jours de fête et la saison, suivant le climat et les coutumes.

Les variations journalières : suivant les heures de la journée, le débit consommé est plus grand ou plus petit que la valeur calculée sur 24h.cette variation dépend des habitudes locales et il est de l'ordre de 3,5 fois la valeur du débit moyen journalier.

IV.4.4.Calcul des besoins en eau potable du réseau

STIMATION DES BESOINS EN EAU EN 2014			ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN 2039					
Désignation	**colline**	**Population actuelle**	**Norme (l/j/hab.)**	**Besoin (m^3/jr)**	**Po**	**A**	**P_n**	**Besoins (m^3/j)**
1. Ménages	MUGUTU	84	20	1,68	84	1,8	151	**3,024**
	NYAGISINDU	120	20	2,4	120	1,8	216	4,32
	RUTEGAMA	282	20	5,64	282	1,8	508	10,152
	KABOGI	228	20	4,56	228	1,8	410	8,208
	ZEGE	42	20	0,84	42	1,8	75,6	1,512
	KWIBUKA	480	20	9,6	480	1,8	864	17,28
2. Infrastructures	E.P KWIBUKA	658	5	3,29	658	1,8	1184	5,922
	ECOLE TECHNIQUE	300	50	15	300	1,8	540	27
	LYCEE COMMUNAL	579	5	2,895	579	1,8	1042	5,211
	CENTRE DE SANTE	20	150	3	20	1,8	36	5,4
Total				48,905	2793		5027	88,029
								1,0189l/s

Tableau IV.5. Calcul des besoins en eau potable du réseau

Les besoins moyens journaliers de la population totale projetée étant de 1.0189l/s, mais dans la suite des calculs, on retranchera le besoin journalier de la population de la colline MUGUTU qui s'élève a 0.035l/s. Signalons qu'une borne fontaine sera installée sur la chambre de départ et restera 0.9839l/s pour la population des autres collines.

IV.4.5. Besoins moyens en eau potable

IV.4.5.1.Besoins moyens journaliers

Soit P=nombre de personne ou tête, bénéficiaires de l'eau

Cu=norme de consommation (l/j/personne)

$Q_{moy,j}$=besoin moyen journalier

Les besoins moyens journaliers (m^3/j) sont calculés par cette formule :

$$Q_{moy,j} = \frac{\sum P*Cu}{1000} \quad [m^3/j] \qquad (IV.15)$$

IV.4.5.2.Besoins maximums journaliers

Facteur de pointe(Fp)

La formule de **GOODRICH** permet de calculer le pourcentage pour lequel on doit multiplier le débit moyen d'une certaine période t (jours) d'une année pour obtenir un débit maximal d'une période identique t de la même année.

Les valeurs de t peuvent varier de 2/24 à 365t par la formule :

$P=180t^{-0,10}$

Ou p=pourcentage maximal (%) t=période considérée

t (jours)	Fp(%)
1	180
7	148,170826
14	138,248269
30	128,103318
31	127,683958

Tableau IV.6. Calcul du facteur de pointe

Quelques valeurs du facteur de ponte[1]

Population	Facteur de pointe		
	journalier maximal de l'arınée	Horaire maximal de l'année	Horaire minima de l'année
Moins de 500	3.00	4.50	0.40
500-1000	2.75	4.13	0.40
1001-2000	2.50	3.75	0.45
2001-3000	2.25	3.38	0.45
3001-10000	2.00	3.00	0.50
10001-5000	1.90	2.85	0.60
25001-50000	1.80	2.70	0.65
50001-75000	1.75	2.62	0.65
75001-150000	1.65	2.48	0.70
Plus de 150000	1.50D	2.25	0.80

Tableau IV.7. Quelques valeurs des facteurs de point.

[1] Distribution et collecte des eaux, deuxième édition, 2000, François G. Brière

Production de pointe : $Q_{p,j}$

Les besoins sont calculés en fonction des besoins moyens journaliers et facteur de production de pointe selon la relation :

$$Q_{p,j}=Q_{moy,j}*(1+C) \quad \text{(IV.16)}$$

Où $Q_{p,j}$=production de pointe

$Q_{moy,j}$=Besoins moyens journaliers ;

C=coefficient de production de pointe.

Les pertes

Les pertes sont dues au lavage des filtres dans les stations d'épuration, aux robinets mal fermés, aux fuites des canalisations de distribution enterrées.

Ces pertes sont :

→20% pour les réseaux bien entretenus

→25% pour les réseaux moyennement entretenus

→50% et plus pour les réseaux mal entretenus

Les pertes peuvent être calculées par la formule :

$$\text{Pertes}=Q_{moy,j}[\frac{1}{1-\xi}-1] \quad \text{(IV.17)}$$

Avec : $Q_{moy,j}$=besoins moyens journaliers ;

ξ =coefficient de perte (ξ =0, 20)

Comme notre réseau se trouve en milieu rural, les pertes sont de l'ordre de 20%.et on suppose que ce réseau soit bien entretenu

La consommation totale moyenne.

Les besoins maximums avec pertes : $Q_{p\,max}$

Les besoins maximums avec pertes sont calculés par l'expression :

$$Q_{pmax}=Q_{p,j}+\text{pertes.} \quad \text{(IV.18)}$$

Le débit du projet= $Q_{p,j}$+pertes=(0.9839*1,1)+0,20=1,28229l/s. On adopte 1.3l/s comme débit de dimensionnement des ouvrages du génie civil qui sont en aval de la chambre de départ.

Pour la population de MUGUTU, on aura besoin $Q_{p,j}$ =0.035*1.1l/s=0.0385l/s.

.En conclusion, les besoins maximums des bénéficiaires sont assurés parce que le débit de la source est supérieur à celui qu'on aura besoin pour satisfaire les besoins de la population projetée en 2039. C'est-à dire 1.5l/s>1.3385l/ s.

CHAPITRE V : DIMMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU.

Introduction.

Pour pouvoir dimensionner les conduites, on doit avoir le profil en long et le plan de situation lesquels m'ont été fournis par le service de l'Agence de l'Hydraulique Rural, le débit dans le tronçon, le diamètre intérieur (Di) de la conduite ainsi que la vitesse dans le tronçon.

Un tronçon est défini comme étant la distance entre deux ouvrages successifs ou entre un ouvrage et un point du profil en long. Dans notre réseau, nous avons cinq réservoirs, une chambre de départ (CD), trois chambres de purges, deux chambres de ventouses et six chambres de vanne. Dans les calculs hydrauliques, on étudie tronçon par tronçon pour connaitre la pression normale se trouvant dans les tuyaux. Cette pression nous aidera dans la détermination de la nature des tuyaux qu'il faudrait utiliser. Pour une bonne pratique, tenant compte des moyens économiques, il est mieux d'utiliser le maximum possible de tuyaux en matière plastique si c'est possible.

V.1.Le profil en long du réseau.

Le profil en long est obtenu à partir des levés topographiques. Ces levés permettent de trouver les altitudes des différents points du tracé. . Il nous permet de déterminer les tronçons ainsi que la longueur des conduites à mettre en place.

Le débit et l'altitude de la source sont deux données indispensables pour capter une source, la première pour satisfaire les besoins et la seconde pour acheminer l'eau par gravité. La source étant située à 1780m pourra acheminer l'eau par gravité.

Ce profil en long se trouve en annexe du document.

V.1.1. Les qualités des tuyaux

Les tuyaux constituent l'élément essentiel des canalisations destinées au transport de l'eau sous pression.

Les tuyaux doivent certainement avoir des qualités telles que :

- L'étanchéité ;
- La résistance à la pression interne ;
- La résistance aux efforts extérieurs (compression, cisaillement ou poinçonnement) ;
- Un bon coefficient d'écoulement ;
- La facilité de pose.

V.1.2. Les Catégories des tuyaux

On distingue :

- les tuyaux en matière plastique ;
- les tuyaux en fonte ;
- les tuyaux en acier ;
- les tuyaux en béton.

V.1.2. a. Les tuyaux en matière plastique

Ils sont employés dans les petites distributions d'eau potable.

Deux variétés les plus rencontrées sont :

• PVC (Polychlorure de Vinyle) : rigide et thermoplastique aux pressions de 6 ; 10 et 16 bars

• PE (Polyéthylène) : souple et thermoplastique résistant aux pressions de 4 ; 6 ; 10 et 16bars.

Le PVC est de nos jours, le plus utilisé en raison de sa légèreté, sa résistance à la corrosion, facilitée de pose et faible perte de charge, il est aussi moins cher.

Les joints se réalisent à l'aide d'un caoutchouc ou des emboitements collés sur le marché.

On y trouve les diamètres nominaux de 20 ; 25 ; 32 ; 40 ; 50 ; 63; 75 ; 90 ; 110 et 160mm.

Le calcul du diamètre intérieur (DI) permet de trouver le diamètre extérieur (DE), le diamètre nominal (DN) et la pression nominale (PN) convenable en utilisant le tableau ci- dessous.

V.1.2. b. Les tuyaux en fonte

Ils répondent aux conditions d'emploi. Néanmoins, ils nécessitent des précautions à la consommation. Ils résistent aux pressions nominales comprises entre 16 et 40 bars.

La fonte ductile est la plus utilisée aux diamètres nominaux de 60 ; 80 ; 100 ; 125 ; 175 ; 200 ; 400 ; 450 ; 500 ; 700 ; 800 ; 900 ; 1000 ; 1100 ; et 1250.

V.1.2. c. Les tuyaux en acier

Ces tuyaux sont particulièrement employés pour les grandes distances et aux débits élevés avec des fortes pressions allant au-delà de 400bars.

L'acier galvanisés (AG) étant la plus utilisé avec des diamètres nominaux ½" ; ¾" ; 1" ; 1"1/2 ; 2" ; 2"1/2 ; 3" et 4".

NB : 1pouce = 1" = 2,54cm

Exemples des diamètres normalisés des conduites

Fonte	PVC				Acier
	DE	PN6	PN10	PN16	
DN20	DE 25			21	0
DN25	DE 32			26.8	1"
DN32	DE 40		36	33.6	1" ¼
DN40	DE 50		44.8	42	1" ½
	DE 63	58.4	56.6	53	2"
	DE 75	69.8	67.4	63.2	2" ½
	DE 90	83.6	80.9	75.8	3"
	DE 110	102.8	98.8	92.4	4"

Tableau V.1. Diamètres normalisés des conduites

V.1.3. Protection des conduites

La protection des conduites contre les efforts dus à leur couverture dépend de l'importance de ceux-ci et en particulier de la circulation en place.

Dans les meilleurs cas, on peut se contenter d'une épaisseur de couverture convenable de 30cm au moins. Pour protéger les tuyaux contre les grandes variations de température et contre les dangers de la circulation, mais souvent, si les charges sont élevées et la profondeur minime, il est nécessaire d'utiliser les tuyaux en aciers comme encoffrement. Cette disposition est en particulier indispensable pour les traversées de route ou des cours d'eau.

Remarque :

Les tuyaux en PVC que nous projetons utiliser dans notre réseau, ne peuvent supporter que des pressions ne dépassant pas 16bars, soit 160m d'eau

V.2. Dimensionnement des conduites

Dans l'étude de notre réseau, les paramètres indispensables au dimensionnement des conduites sont les suivantes :

- Le débit Q [m^3/s] : consommations journalières des bénéficiaires ;
- Vitesse d'écoulement dans la conduite V [m/s] : elle doit être comprise entre 0,5 à 1,5m/s pour éviter d'une part les dépôts dans la conduite et d'autre part, les bruits et les cassures des tuyaux ;
- Le diamètre D de la conduite est calculé à partir des valeurs de Q (débit) et V (vitesse d'écoulement) selon la formule :

$$Q = S.\ V \quad (V.1)$$

$$V = \frac{4Q}{\pi d^2},\ \text{Car},\ S = \pi \frac{d^2}{4} \quad (V.2)$$

Avec Q = débit en m^3/s ;

S = Section de la conduite en m^2 ;

V = vitesse de l'eau en m/s ;

Il en résulte que $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$ (V.3)

- Les pertes de charges j : elles présentent l'énergie perdue suite à la viscosité et au frottement de l'eau dans la conduite. Les pertes de charges sont fonction du débit Q, de la vitesse V, du diamètre D, de la viscosité cinématique v ($10^{-6} m^2/s$ à $25^0 c$), d'un coefficient de perte de charge λainsi le nombre de Reynolds.

On peut distinguer les pertes de charges linéaires et singulières ou locales.

V.2.a. Pertes de charges linéaires

Cette formule est donnée par **DARCY – WEISBACH** :

$$J = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V2}{2g} \quad (V.4)$$

$$Re = \frac{V \times D}{v} \quad (V.5)$$

λ est trouvé à partir de la formule de **Blasius** qui est utilisable pour les tuyaux en plastic où λ dépend d'un nombre de Reynolds.

$$\{\text{Si } Re < 2300 ; \quad \lambda = \frac{64}{Re} \quad (V.6)$$

$$\text{Si } 2300 < Re < 10^5 ; \lambda = \frac{0,3164}{Re^{1/4}} \quad (V.7)$$

$$\text{Si } Re > 10^5 ; \quad \lambda = 0,11\left(\frac{68}{Re} + \frac{K}{d}\right)\} \quad (V.8)$$

Les pertes de charges linéaires peuvent aussi être trouvées par la formule de **PAVLOVSKY** :

$$j = 0,00105 \times Q^{1,774} \times D^{-4,77} \quad (V.9)$$

Avec V : vitesse d'écoulement ;

j : perte de charge unitaire exprimée en m/m;

λ : coefficient de pertes de charges ;

Re : nombre de Reynold ; v : viscosité cinématique de l'eau à 15°C = $10^{-6}m^2/s$

V.2.b. Perte de charges singulières ou locales

Elles expriment les pertes d'énergies dues aux variations locales de la forme et des dimensions de la conduite.

Ces pertes ont eu lieu dans les résistances hydrauliques telles que les vannes, les coudes, les ventouses, les purges, les changements de section et de direction.

$$J = \xi \times \frac{V^2}{2g} \qquad (V.10)$$

Avec ξ = coefficient de pertes de charges locales de chaque résistance hydraulique.

Par rapport aux pertes de charges linéaires, les pertes de charges singulières sont faibles. C'est pourquoi nous allons tenir compte uniquement des pertes de charges linéaires.

Pour le calcul de ces dernières, nous nous servirons de la formule de **PAVLOVSKY** pour le calcul de pertes de charges unitaires et en déduire les pertes de charges totales.

$$J = j \times L \qquad (V.11)$$

V.2.1 Contrôle des pressions sur le réseau

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

En guise du théorème de **BERNOUILLI**, appliqué entre deux sections quelconques 1 et 2 de même débit,

$$\text{On a : } Z_0 + \frac{P_O}{\gamma} + \frac{{V_0}^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{{V_1}^2}{2g} + J_{0\text{-}1} \qquad (V.12)$$

Avec $\frac{P}{\gamma}$: énergie due à la pression ;

$\frac{V^2}{2g}$: énergie cinétique ;

Z : énergie potentielle ;

$J_{0\text{-}1}$: perte de charge totale engendrée dans les tronçons 0 et 1, $J_{0\text{-}1}=\Delta H1-\Delta H0$;

La somme de ces termes s'exprime en mètre d'eau.

γ : poids volumique exprimé en N/m^3 ;

P : pression en N/m^2 ou Pascal ;

g : accélération de la pesanteur en m/s^2 ;

Compte tenu que la valeur $\frac{V^2}{2g}$ est négligeable et que la pression initiale est nulle (parce qu'on ne tient pas compte de la pression atmosphérique) ;

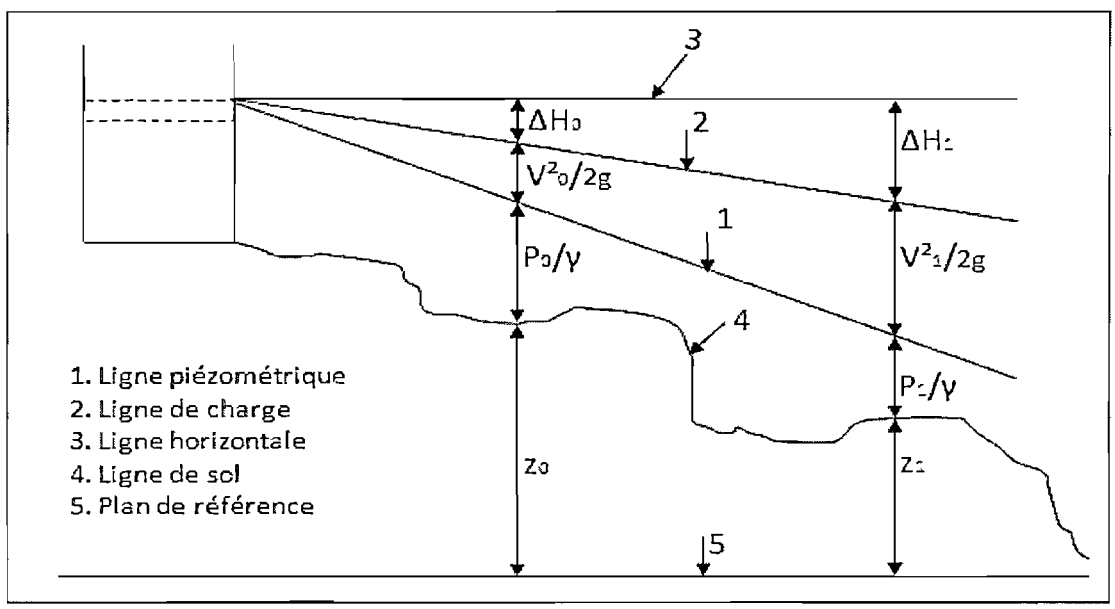


Figure V.1. Illustration graphique de l'équation de Bernoulli

Pour ce réseau, le tableau de dimensionnement des conduites est le suivant :

TRONCONS	DISTANCES (m)	DEBIT (m^3/s)	TYPE DE PVC	CONDUITES			v
				DE (mm)	PN (bar)	Di (m)	(m/s)
CD-6	1222.8	0.0013	PVC	63	10	0.057	0.517
6-R1	1120	0.0013	PVC	63	10	0.057	0.517
R1-CP1	60	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751
CP1-CV1	588.1	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751
CV1-CP2	525	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751
CP2-R2	791	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751
R2-CV2	1137	0.00078	PVC	50	16	0.042	0.563
CV2-R3	300	0.00078	PVC	50	16	0.042	0.563
R3-CP3	400	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511
CP3-31	760.6	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511
31-R4	703	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511
R4-R5	910	0.00026	PVC	32	10	0.029	0.394

Tableau V.2. Dimensionnement des conduites

V.3. Calculs hydrauliques proprement dits

Le dimensionnement des conduites dépendra du débit trouvé lors de la recherche de l'équation entre les sources et les besoins en eau.

La vitesse dans la conduite sera comprise entre 0,3 à 1,5m/s. Signalons que, pour les pressions nominales inférieures ou égales à 16 bars (PN = 16) ; on utilisera les tuyaux en Polychlorure de Vinyle (PVC).

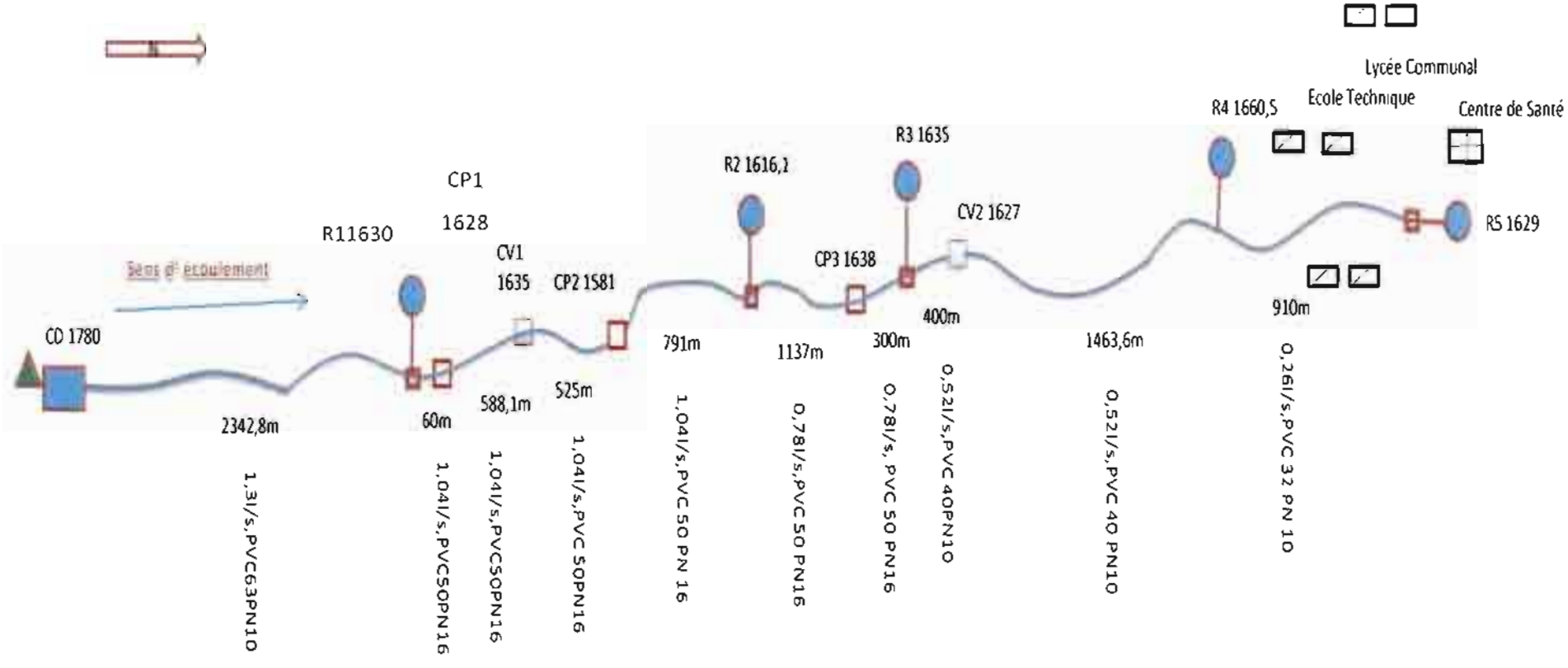
Dans le cas où les pressions nominales sont supérieures à 16bars, on préconise des tuyaux en acier galvanisé ou en fonte ductile.

Voici le tableau qui nous montre les calculs hydrauliques ;

TRONCONS	DISTANCES (m)	DEBIT (m^3/s)	TYPE DE PVC	CONDUITES			V(m/s)	j (m/m)	J (m)	ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)		PRESSISSION (m)	
				DE(mm)	PN(bar)	Di(m)				AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
CD-6	1222.8	0.0013	PVC	63	10	0.057	0.517	0.0072	8.7647	1780	1680.1	1,780.00	1,771.24	0	91.14
6-R1	1120	0.0013	PVC	63	10	0.057	0.517	0.0072	8.0278	1680.1	1630.2	1,771.24	1,763.21	91.14	133.01
R1-CP1	60	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751	0.0200	1.2027	1630.2	1628.1	1,763.21	1,762.00	133.01	133.90
CP1-CV1	588.1	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751	0.0200	11.7887	1628.1	1635	1,762.00	1,750.22	133.90	115.22
CV1-CP2	525	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751	0.0200	10.5238	1635	1581	1,750.22	1,739.69	115.22	158.69
CP2-R2	791	0.00104	PVC	50	16	0.042	0.751	0.0200	15.8559	1581	1610.1	1,739.69	1,723.84	158.69	113.74
R2-CV2	1137	0.00078	PVC	50	16	0.042	0.563	0.0120	13.6815	1610.1	1638	1,723.84	1,710.15	113.74	72.15
CV2-R3	300	0.00078	PVC	50	16	0.042	0.563	0.0120	3.6099	1638	1635.5	1,710.15	1,706.55	72.15	71.05
R3-CP3	400	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511	0.0122	4.8939	1635.5	1627	1,706.55	1,701.65	71.05	74.65
CP3-31	760.6	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511	0.0122	9.3057	1627	1641	1,701.65	1,692.35	74.65	51.35
31-R4	703	0.00052	PVC	40	10	0.036	0.511	0.0122	8.6009	1641	1660.5	1,692.35	1,683.74	51.35	23.24
R4-R5	910	0.00026	PVC	32	10	0.029	0.394	0.0100	9.1391	1660.5	1629	1,683.74	1,674.61	23.24	45.61

Tableau V.3.Les calculs hydrauliques

V.4.SCHEMA DE FONCTIONNEMENT



Légende : CD : Chambre de Départ. CV : Chambre de Ventouse
R : Réservoirs du réseau CP : Chambre de Purge

Le deuxième chiffre qui suit les ouvrages indique le début des chiffres qui désignent les altitudes ou se situent ces ouvrages sur terrains.

V.5 Dimensionnement des ouvrages de stockage

V. 5. 1. Capacité des réservoirs

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

- La quantité d'eau ;
- La répartition journalière ;
- La consommation journalière pour une population déterminée.

La grande consommation d'eau aura lieu durant certaines périodes de la journée :

- Les heures où les élèves sortent de la classe ;
- Le moment où le marché bat son plein ;
- Les moments où les gens rentrent des travaux champêtres.

En effet, les gens vivent quotidiennement des travaux champêtres, se font un stock d'eau avant d'aller aux champs et de retour le soir. Le bienfait des réservoirs est l'appui apporté pendant les heures de pointe les jours de plus forte consommation.

La capacité du réservoir dépendra donc de la consommation des habitants au cours des 24heures ainsi que du nombre de bornes fontaines alimentés par un réservoir. Celle-ci dépendra aussi de la différence entre la quantité d'eau fournie par la source et la quantité nécessaire à la consommation.

La capacité du réservoir est estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée (Q_E) comme à la sortie (Q_S), c'est –à-dire en fonction de l'exploitation des ouvrages situés en amont et de la demande en eau qui est le plus souvent variable.

V.5.1. 1. Le débit d'entrée

Le débit d'entrée (Q_E) est déterminé après avoir estimé les besoins en eau potable nécessaire sur tout le tronçon. Nous pouvons dire que c'est ce débit de refoulement que fournit la source en même temps dans un réservoir.

V.5.1.2. Le débit de sortie

Le débit de sortie (Q_S) est variable. Pour le calcul de la capacité du réservoir, il est important de connaître la répartition dans le temps des débits de distribution. Le débit de sortie est donc fonction de la demande en eau qui est souvent variable selon les heures et les mois de l'année. Cette

variation est due au changement des activités dans le temps. En tenant compte de ces fluctuations, on applique au débit horaire $\overline{X}$ des coefficients dits de pointe.

V.5.1.3. Capacité théorique (analytique) du réservoir

Nous avons deux méthodes pour calculer la capacité théorique du réservoir :

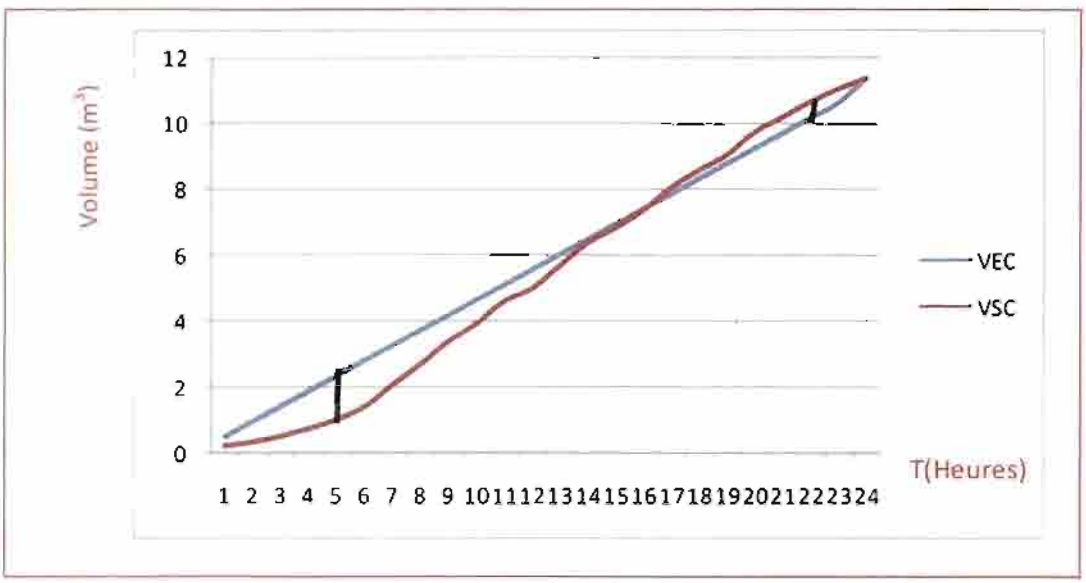
- ❖ La méthode graphique
- ❖ La méthode numérique

a. Pour la méthode graphique

On trace les courbes cumulées de consommations Vs et des flux Ve en fonction du temps.

Vs=$\int_0^T Qsdt$ et Ve=$\int_0^T QEdt$ (V.13)

Cela permet de trouver la capacité théorique qui est la somme des deux distances verticales (a et b) entre les deux courbes : la plus grande réserve Ve-Vs pendant les heures creuses et le plus grand supplément Vs –Ve pendant les heures de pointe.



Graphique V.3. Courbes d'Illustration de la méthode graphique.

Cette capacité sera fonction du débit entrant et celui sortant pendant un intervalle de temps de 24heures.

Soit :

V_{EC} : volume d'eau entrant cumulé

V_{SC} : Volume d'eau sortant cumulé

On a :

$$V_E = \int_0^t Q_E(t)\,dt = Q_E * t \quad \text{(V.14)}$$

$$V_S = \int_0^t Q_S(t)\,dt = Q_S * t \quad \text{(V.15)}$$

Le volume du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_{rés} = \int_0^t (Q_E - Q_S)\,dt = (Q_E - Q_S) * t \quad \text{(V.15)}$$

Avec :

Q_E : Débit entrant

Q_S : Débit sortant

Le calcul théorique repose sur une répartition des débits en distribution qui peut diffuser d'une agglomération à une autre.

$Q_S < Q_E$: Pendant les heures creuses (heures de consommation en eau minimale) ;

$Q_S > Q_E$: Pendant les heures de pointe (heures de consommation en eau maximale).

Une chose importante qui influence la capacité du réservoir, c'est le facteur de variation horaire des consommations suivant la catégorie des bénéficiaires.

b. La méthode numérique

Cette méthode se base sur le découpage du jour en tranches d'heures pendant lesquelles les débits restent sensiblement constants. Ainsi, des coefficients de pointe horaire sont à appliquer au débit moyen. Comme ci –bas écrit, nous allons utiliser les coefficients de pointe horaires fournis par la REGIDESO pour les populations rurales.

Temps (h)	0 – 2	2 – 6	6 – 7	7 – 12	12 – 14	14 – 19	19 – 22	22 – 24
Coefficient	0	0.375	2.0	1.2	1.5	1.7	1	0

Tableau V.4. Coefficients horaires fournis par la REGIDESO pour les populations rurales.

Pendant les heures de pointe, la quantité d'eau $V_E - Q_S * t$ est appelée réserve tandis que pendant les heures creuses, cette quantité est appelée supplément, quand elles atteignent leur maximum exprimé en valeur absolue. L'intervalle pris comme référence est de 24heures.

Capacité théorique = grand supplément + grand déficit en valeur absolu

V.5.1.4. Capacité pratique du réservoir

On notera qu'en milieu rural, pour avoir le volume du réservoir, un coefficient variant entre 1,23 à 1,5 ; sera appliqué à la consommation journalière afin de réduire soit à une consommation exceptionnelle, soit à une interruption de l'adduction par suite de l'accident ou pour l'entretien. Pour notre cas, prenons le coefficient 1,5.

Capacité pratique du réservoir = 1,5 * capacité théorique

V.5.1.5. Calcul de la capacité du réservoir proprement dit

Les tableaux ci-après sont établis selon la formule suivante :

$$Q=QE*C_h \quad (V.16)$$

$$V_{sp}=Q_{sp}*T \quad (V.17)$$

$$V_{SC} = \sum V_{SP} \quad (V.18)$$

$$V_{EP} = Q_E \cdot T \quad (V.19)$$

$$V_{EC} = \sum V_{EP} \quad (V.20)$$

Avec : T : temps en heures

Ch : Coefficient horaire ;

Q_E : débit entrant en m³/s ;

Q_{SP} : débit sortant partiel en m³ /s

V_{SP} : Volume sortant partiel en m³ ;

V_{EP} : Volume entrant partiel en m³ ;

V_{SC} : Volume sortant cumulé en m³ ;

V_{EC} : Volume entrant cumulé en m³.

L'affectation des débits dans différents réservoirs du projet a été faite proportionnellement aux besoins des populations à desservir.

Réservoir pour les habitants de NYAGISINDU(R1)

Période	C_h	Temps(h)	QE (m3/h)	VEP (m3)	VEC (m3)	QSP	VSP	VSC	VEC-VSC
0-2h	0	2	0.31	0.62	0.62	0	0	0	0.62
2h-6h	0.375	4	0.31	1.24	1.86	0.11625	0.465	0.465	1.395
6h-7h	2	1	0.31	0.31	2.17	0.62	0.62	1.085	1.085
7h-12h	1.2	5	0.31	1.55	3.72	0.372	1.86	2.945	0.775
12h-14h	1.5	2	0.31	0.62	4.34	0.465	0.93	3.875	0.465
14h-19h	1.7	5	0.31	1.55	5.89	0.527	2.635	6.51	-0.62
19h22h	1	3	0.31	0.93	6.82	0.31	0.93	7.44	-0.62
22h-24h	0	2	0.31	0.62	7.44	0	0	7.44	0

Tableau V .5 : Capacité des réservoirs

La capacité théorique=1,395+|-0,62|=2.015m^3

La capacité pratique=1,5*la capacité théorique=3,56m^3

On adopte le volume de 5m^3 pour le Réservoir de NYAGISINDU

Réservoir pour les habitants de RUTEGAMA(R2)

Période	C_h	Temps (h)	QE (m3/h)	VEP (m3)	VEC (m3)	QSP	VSP	VSC	VEC-VSC
0-2h	0	2	0.52875	1.0575	1.0575	0	0	0	1.058
2h-6h	0.375	4	0.52875	2.1150	3.173	0.198281	0.793125	0.793125	2.379
6h-7h	2	1	0.52875	0.5288	3.701	1.0575	1.0575	1.850625	1.851
7h-12h	1.2	5	0.52875	2.6438	6.345	0.6345	3.1725	5.023125	1.322
12h-14h	1.5	2	0.52875	1.0575	7.403	0.793125	1.58625	6.609375	0.793
14h-19h	1.7	5	0.52875	2.6438	10.046	0.898875	4.494375	11.10375	-1.058
19h22h	1	3	0.52875	1.5863	11.633	0.52875	1.58625	12.69	-1.058
22h-24h	0	2	0.52875	1.0575	12.690	0	0	12.69	0.000

La capacité théorique=2,379+|-1,058|=3,437m^3

La capacité pratique=3,437*1,5=5m^3

On adopte le volume de 5m^3 pour le réservoir de RUTEGAMA

Réservoir pour les habitants de KABOGI (R3)

Période	Ch	Temps(h)	QE (m3/h)	VEP (m3)	VEC (m3)	QSP	VSP	VSC	VEC-VSC
0-2h	0	2	0.4617	0.9234	0.9234	0	0	0	0.9234
2h-6h	0.375	4	0.4617	1.8468	2.7702	0.173138	0.69255	0.69255	2.07765
6h-7h	2	1	0.4617	0.4617	3.2319	0.9234	0.9234	1.61595	1.61595
7h-12h	1.2	5	0.4617	2.3085	5.5404	0.55404	2.7702	4.38615	1.15425
12h-14h	1.5	2	0.4617	0.9234	6.4638	0.69255	1.3851	5.77125	0.69255
14h-19h	1.7	5	0.4617	2.3085	8.7723	0.78489	3.92445	9.6957	-0.9234
19h22h	1	3	0.4617	1.3851	10.1574	0.4617	1.3851	11.0808	-0.9234
22h-24h	0	2	0.4617	0.9234	11.0808	0	0	11.0808	0

La capacité théorique =2.07765+|-0,9234|=3,00105m^3

La capacité pratique=1,5*3,00105= 4,5m^3

On adapte le volume de 5m^3 pour le Réservoir de KABOGI

Réservoir pour les habitants des collines KWIBUKA et ZEGE (R4)

Période	Ch	Temps(h)	QE (m3/h)	VEP (m3)	VEC (m3)	QSP	VSP	VSC	VEC-VSC
0-2h	0	2	1.057	2.1140	2.1140	0	0	0	2.1140
2h-6h	0.375	4	1.057	4.2280	6.3420	0.396375	1.5855	1.5855	4.7565
6h-7h	2	1	1.057	1.0570	7.3990	2.114	2.114	3.6995	3.6995
7h-12h	1.2	5	1.057	5.2850	12.6840	1.2684	6.342	10.0415	2.6425
12h-14h	1.5	2	1.057	2.1140	14.7980	1.5855	3.171	13.2125	1.5855
14h-19h	1.7	5	1.057	5.2850	20.0830	1.7969	8.9845	22.1970	-2.1140
19h22h	1	3	1.057	3.1710	23.2540	1.057	3.171	25.3680	-2.1140
22h-24h	0	2	1.057	2.1140	25.3680	0	0	25.3680	0.0000

La capacité théorique=5,0736+|-0,7399|=5,8135 m^3

La capacité pratique =1,5*6,8705=9.98m^3

On adopte le volume de 10m^3 pour le Réservoir des habitants des collines KWIBUKA-ZEGE

Réservoir pour les infrastructures publiques de KWIBUKA(R5)

Période	C_h	Temps (h)	QE (m3/h)	VEP (m3)	VEC (m3)	QSP	VSP	VSC	VEC-VSC
0-2h	0	2	2.267	4.5340	4.5340	0	0	0	4.5340
2h-6h	0.375	4	2.267	9.0680	13.6020	0.850125	3.4005	3.4005	10.2015
6h-7h	2	1	2.267	2.2670	15.8690	4.534	4.534	7.9345	7.9345
7h-12h	1.2	5	2.267	11.3350	27.2040	2.7204	13.602	21.5365	5.6675
12h-14h	1.5	2	2.267	4.5340	31.7380	3.4005	6.801	28.3375	3.4005
14h-19h	1.7	5	2.267	11.3350	43.0730	3.8539	19.2695	47.607	-4.5340
19h22h	1	3	2.267	6.8010	49.8740	2.267	6.801	54.408	-4.5340
22h-24h	0	2	2.267	4.5340	54.4080	0	0	54.408	0.0000

La capacité théorique =10,8816+|-1,5869|=12,4685m^3

La capacité pratique =1,5*14,4685=19.990m^3

On adopte le volume de 20m^3 pour le Réservoir des infrastructures publiques de KWIBUKA

V.5.2. Principe de construction des réservoirs

Introduction

Bien que la plupart des réservoirs soient de forme carrée ou rectangulaire du fait de la facilité de leur exécution et implantation, nous proposons la forme circulaire pour trois raisons suivantes :

- Elle est techniquement fiable ;
- Le réservoir circulaire ne subit qu'un effort normal de traction et de la pression conforme.

V.5.2.1. Matériaux de construction

Nous proposons le béton armé comme matériau de construction de nos réservoirs du fait qu'il coûte moins chers que le métal. Il est bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages.

Dans les réservoirs enterrés, ce compartimentage conduit à prévoir deux réserves identiques dont l'adduction fait la réserve totale.

Dans les réservoirs surélevés, il est proposé un aménagement de deux cuves concentriques. Les réservoirs doivent être couverts, à l'abri des contaminations des eaux souterraines.

Les réservoirs doivent comporter la chambre de manœuvre où sont rassemblés les organes de contrôle et de réglage.

Il sera prudent d'établir, sous les radiers des réservoirs enterrés ou semi-enterrés, un drainage permanent vers les prises extérieures ou les venues d'eau provenant soit du terrain, soit d'une mauvaise étanchéité des maçonneries, pourront être évacués.

Il est prévu un trop plein couvert afin d'éviter les contaminations par les poussières et autres agents et corps étrangers. On utilisera des briques, des moellons, sables et gravier de bonne qualité pour les parois des réservoirs et des chambres de purge, de ventouse, de chambre de vanne et les bornes fontaines.

V.6. Dimensionnement des réservoirs

Dans notre projet, nous avons trois réservoirs de 5m^3, un de 10 m^3 et un autre de 20 m^3.

Comme la plupart des réservoirs sont de forme carrée ou rectangulaire pour que leur exécution et leur implantation soient faciles à réaliser. De notre part, nous proposons la forme qui est soumise à un effort normal de traction et la pression conforme. Les grandes parties d'un réservoir sont :

- Couvercle ;
- Paroi ;
- Radier.

V.6.1. Diamètre du réservoir

Ayant déjà déterminé le volume de chaque réservoir, nous proposons d'utiliser la formule FONLLADOSA pour calculer le diamètre :

$$D = 1{,}405\sqrt[3]{V} \qquad \text{(V.10)}$$

Avec :

D : diamètre intérieur du réservoir en m^3 ;

V : volume du réservoir en m^3.

V.6.2. Hauteur du réservoir

V.6.2.a. Hauteur utile du réservoir (H_u)

Toujours avec la formule de FONDLLADOSA, la hauteur utile est déterminée par la formule suivante :

$$H_u = 0{,}46D \qquad \text{(V.11)}$$

Avec :

H_u : Hauteur utile

D : Diamètre intérieur

V.6.2.b. Hauteur libre du réservoir (H_l)

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

V.6.2.c. Hauteur totale du réservoir

La hauteur totale du réservoir est la sommation de la hauteur utile et de la hauteur libre.

$$H_t = H_u + H_l \qquad \text{(V.12)}$$

Avec :

H_t : Hauteur totale

H_u : Hauteur utile

H_l : Hauteur libre

Calcul des diamètres des réservoirs

Avec ces différentes formules, nos réservoirs ont des caractéristiques suivantes :

- Diamètre : R1=R2=R3 et V=5m³ ; D=1,405$\sqrt[3]{5}$ m=2,4m

R4 et V=10m³ ; D=1,405$\sqrt[3]{10}$ m= 3,027m

R5 et V=20m³ ; D =1,405$\sqrt[3]{20}$ m=3,81m

- Hauteur utile : R1=R2=R3 =2,4met Hu=0,46*D=1,104m

D pour R4=3,027m et Hu=0,46*D=1,39242m

D pour R5=3,81m et Hu=0,46*D=1,7526m

- Hauteur libre(Hl)

On considère H_l=0,3m

- Hauteur totale, comme montrent les formules ci-dessus, on aura :

  Pour R1=R2=R3, Ht= (1,104+0,3) m=1,404m

  PourR4, Ht= (1,39242+0,3) m=1,69242m

  Pour R5, Ht=1,7526+0, 3=2,526m

Réservoir	Capacité (m³)	Epaisseur des parois (m)	Diamètres		Hauteurs		
			Dl(m)	DE(m)	h_u(m)	h_l(m)	h_{tot}(m)
R1 = R2=R3	5	0,40	2,7	3,5	1 ,104	0,3	1,404
R4	10	0,40	3,027	3,82	1,4	0,3	1,7
R5	20	0,40	3,8	4,6	1,75	0,3	2,05

Tableau V.6. Caractéristiques des réservoirs de notre projet

On peut aussi utiliser pour le dimensionnement des réservoirs les dimensions nominales suivantes :

V (m3)	D i(m)	Ht (m)	Paroi en BA (m)
5	2,5	1,6	0, 3
10	3	1,9	0,3
15	3,5	2	0,3
20	3,8 1	2,25	0,3
25	4,1	2,4	0,3
30	4,3 6	2,5	0,3

Tableau V.7. Dimensions nominales des réservoirs

V.6.3.Pré-dimensionnement des éléments du réservoir.

Pour le pré-dimensionnement des éléments du réservoir, nous distinguons deux grandes parties du réservoir à savoir : -la dalle de couverture et radiers.

Dans la suite de notre raisonnement, nous allons assimilés la dalle de couverture des réservoirs circulaires à une dalle carrée de côté égale au diamètre de cette couverture circulaire.

Le même principe sera appliqué lors du dimensionnement du radier.

Le dimensionnement de la structure de notre réservoir a été fait en utilisant la norme allemande DIN1045.

Réservoirs R1=R2=R3=5m^3

V.6.3.1.Dimensionnement de la dalle de couverture

La dalle de couverture est un élément plan d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, sa largeur dépasse cinq fois l'épaisseur. Elle est chargée perpendiculairement à son plan moyen. Elle protège l'eau contre les intempéries et d'autres éléments nuisibles à l'eau potable. Lors de son pré-dimensionnement, nous tenons compte des éléments :

- Le poids propre appelé « charge permanente G ». Elle est composée du béton armé de 25KN/m^3.
- Les surcharges appelées « charges d'exploitation Q ».

  Q = 1KN/m^2× 2 =2KN/m^3,

  Car on suppose que deux personnes puissent assurer l'entretien au dessus de la couverture.

Le calcul se fait selon la norme DIN 1045 et comme la dalle est circulaire, elle sera étudiée comme un carré dont le côté est égal au diamètre du cercle.

Le diamètre de la dalle =D_i + (0,4×2) avec 0,4m d'épaisseur des parois

= 2,4m + 0,8m

= 3,2m

l_x= l_y : diamètre de la dalle + (2×0,01). (V.13)

Avec 1cm : épaisseur en haut de la paroi.

l_x=l_y = 3,5m + 0,02m

= 3,52m

Selon la norme DIN 1405, la hauteur de la dalle est donnée par la formule suivante :

h> $=\frac{\alpha \times l}{35}$ dans tous les cas, (V.14)

$h \geq \frac{(\alpha \times l)^2}{150}$: si l'élément doit supporter des cloisons

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

Avec α=1 : coefficient qui est en fonction des conditions d'appui de l'élément.

h>= $\frac{1 \times 3,52}{35}$ = 10cm

h> 10 Cm

Donc; h = 10cm

Calcul de l'épaisseur de la dalle

d = h+e+$\frac{1}{2}$Øs (V.15)

Avec Øs: diamètre des aciers ;

d : épaisseur de la dalle ;

h : hauteur utile de la dalle ;

l_x : longueur de la dalle dans le sens de la plus petite partie ;

l_y : longueur de la dalle dans le sens de la plus grande partie ;

e : enrobage ;

Øs : diamètre des aciers

d = 10cm +1cm + $\frac{1}{2}$.1cm =11,5cm

Adoptons d = 12cm

Calcul des charges

Poids propre de la dalle : $g_1 = \sigma_b * d$ (V.16)

Avec : σ_b=poids volumique du béton (KN/m^3)

$g_1 = \sigma_b \times d$

= 1kN/m^3×25× 0,12 = 3KN/m^3 (charge permanente de la dalle)

p = 2KN/m^3 (charge d'exploitation)

q= g_1+ Δg +p (V.17)

=1KN/m^3×(3+2)

=5KN /m^3

Calcul des sollicitations :

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

Calcul des moments

On a vu que $l_x = l_y = 3,22m$

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

$f^0_x = 20$ et $f^0_y = 20$

$f^0_x = 20$ et $f^0_y = 20$ sont des coefficients qu'on utilise pour les calculs des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode proposée par **PEIPER** et **MALTHUS** pour les calculs des dalles continues sous charges uniformément réparties.

A considérer: $mt_x = \frac{q \times lx}{f^0 x}$ (V.18)

$$mt_y = \frac{q \times ly}{f^0 y} \quad (V.19)$$

Avec : mt_x: moment en travée dans le sens des X agissant par bande de longueur unité ;

mt_y: moment en travée dans le sens des Y agissant par bande de longueur unité ;

Donc ; $mt_x = \frac{5 \times (3,22)^2}{20} = 2,592$KNm/m

Puisque lx = ly ; *mtx* = *mty* = *2,592*KNm/m

Calcul de la section des armatures

$ms_x = \frac{mtx}{b \times h2 \times fcu}$ (V.20)

Avec :*as* : section des aciers ;

m_s: moment entravé réduit ;

b : largeur de la dalle;

h: hauteur de la dalle ;

fcu: résistance du béton pour B25 ;*fcu*=17500KN/m²

$ms_y = \frac{mty}{b \times h2 \times fcu}$

$as_x = \frac{w2 \times b \times h}{fe/fcu}$ (V.21)

w_2 : Coefficient lu dans le tableau pour

le dimensionnement à flexion simple

ou composée en fonction du moment fléchissant réduit.

fe: limite d'élasticité des aciers utilisée, pour B25 et les aciers B_{est} 420/500 ;

$as_y = \frac{w2 \times b \times h'}{fe/fcu}$

Donc ; $ms_x = \frac{2,592}{1 \times (0,1)^2 \times 17500} = 0,0148$

W_2 trouvé par interpolation est de $0,0283m^2/m$;

$as_x = \frac{0,0381 \times 1 \times 0,1}{24} = 0,000135m^2/m$

$= 1,35cm^2/m$

Ce qui nous donne Øs6 ; st = 17,5cm avec $as_{eff} = 1,62cm^2/m$

$h_y = h_x - \frac{1}{2}Øs$

$= 0,1m - 0,005m$

$= 0,095m$

$m_{sy} = \frac{2,5923}{1 \times (0,095)^2 \times 17500} = 0,0213375$

w_2 trouvé par interpolation est de 0,0388

$a_{sy} = \frac{0,0388 \times 1 \times 0,095}{24} = 0,000136m^2$

$= 1,36cm^2$

Ce qui nous donne Ø6 ; *st =20cm ; avec* $as_{eff} = 1,41cm^2/m$

V.6.3.2.Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est prise dans l'intervalle [20 à 40cm]. Pour notre cas, nous allons prendre une épaisseur d = 25cm, soit 0,25m. Le radier supporte des charges permanentes et les charges d'exploitation.

Pour les charges permanentes, on a :

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

$$g = (25 \times 0,25)kN/m^2 + 0,7kN/m^2 = 6,95kN/m^2$$

Pour les charges d'exploitation, on a :

- Poids de la dalle $= (3,22)^2 \times 5kN = 51,842kN/m^2$
- Poids du mur : $\gamma_{mur} \times e \times D \times h \times 4 = 1kN \times 22,6 \times 0,4 \times 3,22 \times 1,404 \times 4 = 163,475kN$
- Poids de l'enduit + étanchéité $= 1kN \times 0,7 \times 3,22 \times 1,404 \times 4 = 12,66kN$

- Poids total $= 51,842kN + 163,475kN + 12,66kN = 227,975kN$
- Pression sous le mur $p = \frac{227,975}{0,4 \times 3,22 \times 4} kN/m^2 = 44,25kN/m^2$
- Pression de l'eau

$P_e = 10kN/m^3 \times 1,404m = 14,04kN/m^2$

La pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau. Nous allons utiliser la pression sous le mur pour le dimensionnement du radier.

La charge totale :

$$q = g + p$$

$$q = 6,95kN/m^2 + 44,25kN/m^2 = 51,2kN/m^2$$

- ***Calcul des sollicitations***

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,22m}{3,22m} = 1 ; \quad f_x^0 \ et \ f_y^0 = 20$$

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

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

$$M_{tx} = M_{ty} = 1kNm/m \times \frac{51,2 \times (3,22)^2}{20} = 26,54kNm/m$$

- ***Détermination de la section des armatures***

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

$$m_{sx} = 1kNm/m \times \frac{26,54}{1 \times (0,25)^2 \times 17500} = 0,0243$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,055 \times 0,043}{0,03} = 0,045$$

$$A_{sx} = \frac{0,045 \times 1 \times 0,25}{24} = 0,004687m^2/m = 4,87cm^2/m$$

Nous choisissons : ϕ_8 ; $St = 9,5cm$; $A_s eff = 4,76cm^2/m$

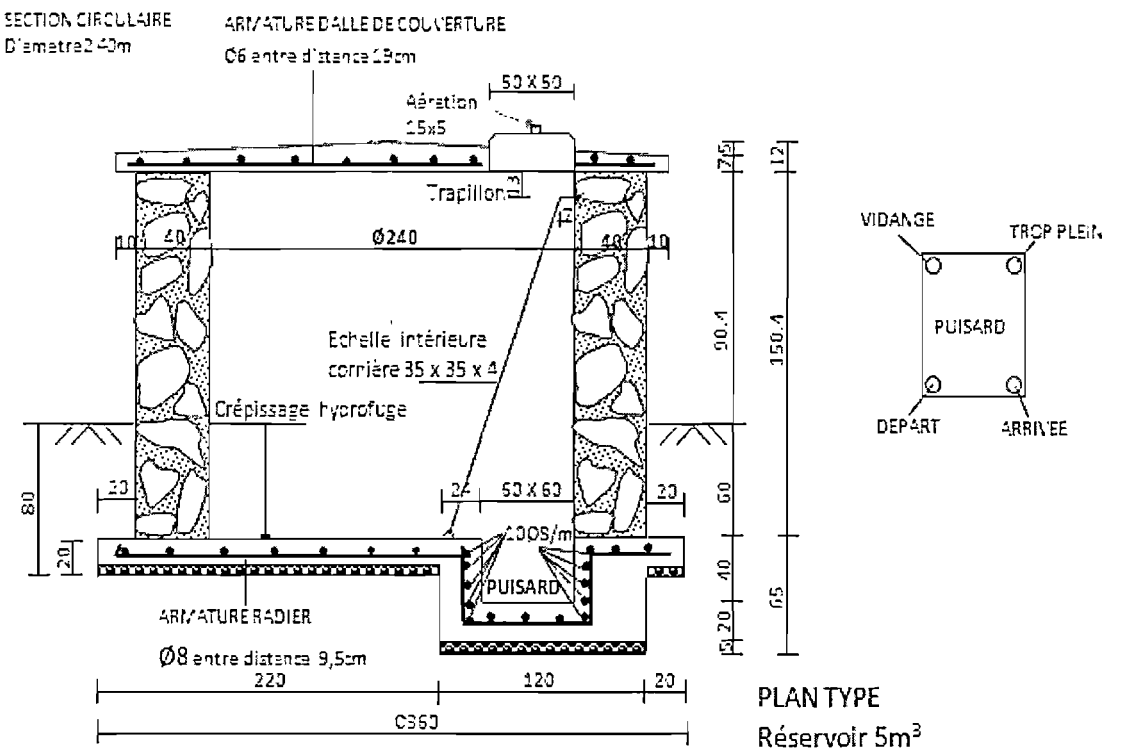
$$m_{sy} = \frac{26,54}{1 \times (0,245)^2 \times 17500} = 0,025$$

$$\omega_2 = 0{,}154 + \frac{0{,}009 \times 0{,}021}{0{,}01} = 0{,}038$$

$$A_{sx} = \frac{0{,}038 \times 1 \times 0{,}245}{24} = 0{,}003862m^2 / m = 3{,}862cm^2 / m$$

Nous choisissons : $\varnothing_6$; $St = 19cm$; $A_s eff = 3{,}93cm^2 / m$

Réservoir de 5m³



3. Réservoir de 10 m³(R4)

1. Dalle de couverture

Di=3,82m

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

Avec l_y : grande portée de la dalle ;

l_x : petite portée.

Hauteur de l'eau dans le réservoir $= 1{,}4m$

Hauteur des parois du mur du réservoir $= 1{,}4m + 0{,}30m = 1{,}7m$

Selon DIN 1045, la hauteur h à donner à une dalle est donnée par :

$h \geq \frac{\alpha \times l}{35}$: dans tous les cas

$h \geq \frac{(\alpha \times l)^2}{150}$: Si l'élément doit supporter des cloisons

Pour notre cas, $\alpha = 1$car la dalle est simplement appuyée (α est fonction des conditions aux appuis).

$h \geq \frac{1 \times 3,84}{35}; h \geq 0,1097m$, soit 11cm

Calcul de l'épaisseur de la dalle

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

Avec :

d : épaisseur de la dalle

h : hauteur utile de la dalle

e : enrobage

ϕ_s : diamètre de l'acier

$d = 11cm + 1cm + \frac{1}{2} \times 1cm = 12,5cm$,soit 13cm

Calcul des charges

Charges permanentes :

$$g = \gamma_d \times d$$

$$g = 25kN/m^3 \times 0,13m = 3,25kN/m^2$$

Charges d'exploitation :

$$q = g + p$$

$$g = (3,25 + 2)kN/m^2 = 5,25kN/m^2$$

Calcul des sollicitations

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

$$l_x = l_y = 3,84m$$

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

D'où : $f_x^0 = 20$; $f_y^0 = 20$

Avec : f_x^0 ; f_y^0 coefficient pour le calcul des moments.

Calcul des moments en travée :

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

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

Avec :

M_{tx} : moment en travée dans le sens de x ;

M_{ty} : moment en travée dans le sens de y.

$$M_{tx} = M_{ty} = 5,25 \times \frac{(3,84)^2}{20} kNm/m = 3,871 kNm/m$$

Calcul de la section des armatures

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

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

Avec :

m_s : moment fléchissant réduit ;

M_{tx} : moment en travée dans le sens de x ;

m_{sy} : moment fléchissant réduit ;

M_{ty} : moment en travée dans le sens de y ;

b : largeur de la dalle prise égale à 1 ;

h : hauteur utile de la dalle ;

f_{cu} : résistance de calcul pour B25 ($f_{cu} = 17500 kN/m^2$)

$$m_{sx} = \frac{3,871}{1 \times (0,13)^2 \times 17500} = 0,0131$$

$$m_{sx} < m_{sx}^{*} \qquad (0,0131 < 0,193)$$

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

Avec :

ω_2 : coefficient lu dans le tableau en fonction de ms ;

f_e : limité d'élasticité des aciers utilisés.

Détermination de ω_2 en fonction de ms

$0,01 \rightarrow 0,018$

$0,0131 \rightarrow \omega_2 = ?$

$0,02 \rightarrow 0,037$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 \times 0,0031}{0,01} = 0,024\omega$$

$$A_{sx} = 0,024 \times \frac{1 \times 0,13}{24} = 0,00013 m^2 / m = 1,3 cm^2 / m$$

Nous choisissons : ϕ_6 ; $St = 20cm$; $A_s eff = 1,41 cm^2 / m$

$$h_y = h - \frac{1}{2}\phi_s = 13cm - \frac{1}{2} \times 1cm = 12,5cm \text{ soit } 0,125cm$$

$$m_{sy} = \frac{3,871}{1 \times (0,125)^2 \times 17500} = 0,0142$$

$$\omega_2 = 0,0188$$

$$A_{sy} = 0,0188 \times \frac{1 \times 0,125}{24} = 0,000122 m^2 / m = 1,22 cm^2 / m$$

Nous choisissons : ϕ_6 ; $St = 16,5cm$; $A_s eff = 1,41 cm^2 / m$

2. Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est prise dans l'intervalle [20 à 40cm]. Pour notre cas, nous allons prendre une épaisseur d = 25cm, soit 0,25m. Le radier supporte des charges permanentes et les charges d'exploitation.

Pour les charges permanentes, on a :

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

$$g = (25 \times 0,25) kN / m^2 + 0,7 kN / m^2 = 6,95 kN / m^2$$

Pour les charges d'exploitation, on a :

- Poids de la dalle $= (3,84)^2 \times 5,25kN = 77,414kN/m^2$
- Poids du mur : $\gamma_{mur} \times e \times D \times h \times 4 = 1kN \times 22,6 \times 0,4 \times 3,84 \times 1,7 \times 4 = 236,0525kN$
- Poids de l'enduit + étanchéité $= 1kN \times 0,7 \times 3,84 \times 1,7 \times 4 = 18,278kN$
- Poids total $= 77,414kN + 236,0525kN + 18,278kN = 331,744kN$
- Pression sous le mur $p = \dfrac{331,744}{0,4 \times 3,84 \times 4} kN/m^2 = 53,995kN/m^2$
- Pression de l'eau

$P_e = 10kN/m^3 \times 1,4m = 14kN/m^2$

La pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau. Nous allons utiliser la pression sous le mur pour le dimensionnement du radier.

La charge totale :

$$q = g + p$$

$$q = 6,95kN/m^2 + 53,995kN/m^2 = 60,945kN/m^2$$

- ***Calcul des sollicitations***

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,84m}{3,84m} = 1 ; \quad f_x^0 \ et \ f_y^0 = 20$$

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

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

$$M_{tx} = M_{ty} = 1kNm/m \times \frac{60,945 \times (3,84)^2}{20} = 44,933kNm/m$$

- ***Détermination de la section des armatures***

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

$$m_{sx} = 1kNm/m \times \frac{44,933}{1 \times (0,25)^2 \times 17500} = 0,041$$

$$\omega_2 = 0,08$$

$$A_{sx} = \frac{0,08 \times 1 \times 0,25}{24} = 0,00833m^2/m = 8,333cm^2/m$$

Nous choisissons : ϕ_{12} ; $St = 9{,}5cm$; $A_s eff = 8{,}73cm^2 / m$

$$m_{sy} = \frac{44{,}993}{1 \times (0{,}245)^2 \times 17500} = 0{,}043$$

$$\omega_2 = 0{,}075 + \frac{0{,}019 \times 0{,}03}{0{,}01} = 0{,}081$$

$$A_{sx} = \frac{0{,}081 \times 1 \times 0{,}245}{24} = 0{,}008268m^2 / m = 8{,}268cm^2 / m$$

Nous choisissons : ϕ_{10} ; $St = 9cm$; $A_s eff = 8{,}73cm^2 / m$

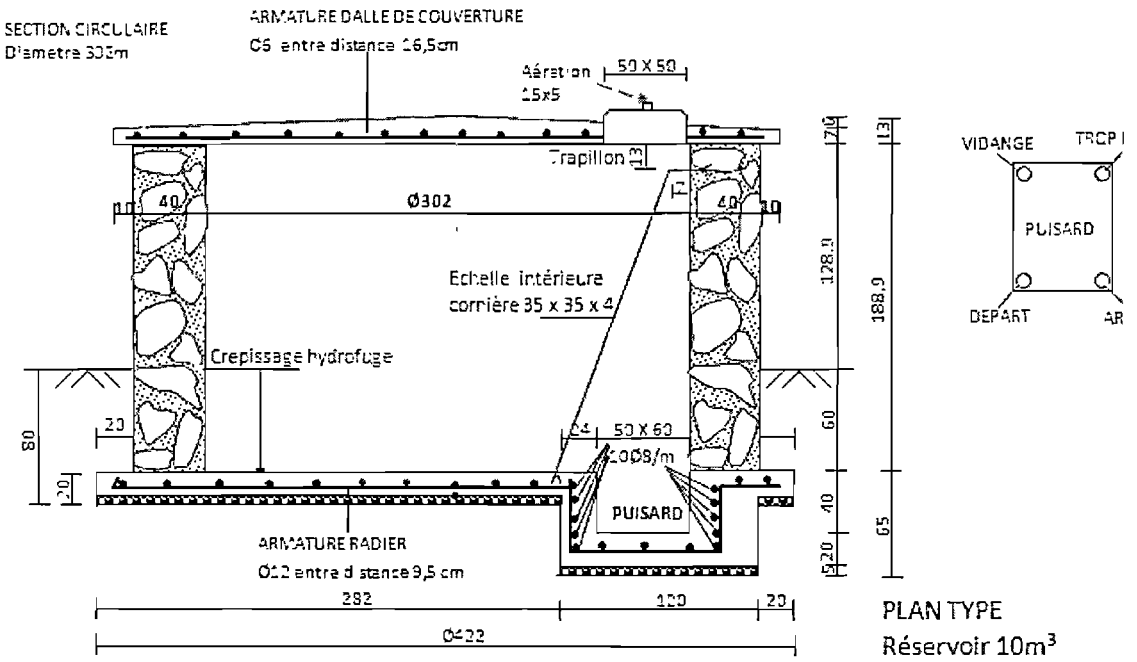


Figure V.5. Schéma d'un réservoir de 10m³

3. Réservoir de 20m³(R5)

1. Dalle de couverture

Diamètre de la dalle Di=4,62m

$$l_y = l_x = 4{,}62m + (0{,}01m \times 2) = 4{,}64m$$

Avec l_y : grande portée de la dalle ;

l_x : petite portée de la dalle.

Hauteur de l'eau dans le réservoir $= 1{,}75m$

Hauteur des parois du mur du réservoir $= 1{,}75m + 0{,}30m = 2{,}05m$

Selon DIN 1045, la hauteur h à donner à une dalle est donnée par :

$h \geq \frac{\alpha \times l}{35}$: dans tous les cas

$h \geq \frac{(\alpha \times l)^2}{150}$: si l'élément doit supporter des cloisons

Pour notre cas, $\alpha = 1$car la dalle est simplement appuyée (α est fonction des conditions aux appuis).

$h \geq \frac{1 \times 4,64}{35}$; $h \geq 0,13257m$, soit 13cm

Calcul de l'épaisseur de la dalle

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

Avec :

d : épaisseur de la dalle

h : hauteur utile de la dalle

e : enrobage

ϕ_s : diamètre de l'acier

$d = 12cm + 1cm + \frac{1}{2} \times 1cm = 13,5cm$, soit 14cm

Calcul des charges

Charges permanentes :

$$g = \gamma_d \times d$$

$$g = 25kN/m^3 \times 0,14m = 3,5kN/m^2$$

Charges d'exploitation :

$$q = g + p$$

$$g = (3,5 + 2)kN/m^2 = 5,5kN/m^2$$

Calcul des sollicitations

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

$$l_x = l_y = 4{,}64m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4{,}64m}{4{,}64m} = 1$$

D'où : $f_x^0 = 20$; $f_y^0 = 20$

Avec : f_x^0 ; f_y^0 coefficient pour le calcul des moments.

Calcul des moments en travée :

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

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

Avec :

M_{tx} : moment en travée dans le sens de x ;

M_{ty} : moment en travée dans le sens de y.

$$M_{tx} = M_{ty} = 5{,}5 \times \frac{(4{,}64)^2}{20} kNm/m = 5{,}921 kNm/m$$

Calcul de la section des armatures

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

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

Avec :

m_s : moment fléchissant réduit ;

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

m_{sy} : moment fléchissant réduit ;

M_{ty} : moment en travée dans le sens de y ;

b : largeur de la dalle prise égale à 1 ;

h : hauteur utile de la dalle ;

f_{cu} : résistance de calcul pour B25 ($f_{cu} = 17500 kN/m^2$)

$$m_{sx} = \frac{4,64}{1 \times (0,14)^2 \times 17500} = 0,0135$$

$$m_{sx} < m'_{sx} \qquad (0,0135 < 0,193)$$

$$0,01 \rightarrow 0,018$$
$$0,0135 \rightarrow \omega_2 = ?$$
$$0,02 \rightarrow 0,037$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,0035 \times 0,019}{0,01} = 0,0246$$

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

$$A_{sx} = 0,0246 \times \frac{1 \times 0,14}{24} = 0,000144 m^2 / m = 1,44 cm^2 / m$$

Nous choisissons : ϕ_6 ; $St = 17cm$; $A_s eff = 1,49 cm^2 / m$

$$h_y = h - \frac{1}{2}\phi_s = 14cm - \frac{1}{2} \times 1cm = 13,5cm \text{ soit } 0,135cm$$

$$m_{sy} = \frac{4,64}{1 \times (0,135)^2 \times 17500} = 0,0145$$

$$0,01 \rightarrow 0,018$$
$$0,0145 \rightarrow \omega_2 = ?$$
$$0,02 \rightarrow 0,037$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,0045 \times 0,019}{0,01} = 0,0266$$

$$A_{sy} = 0,0266 \times \frac{1 \times 0,135}{24} = 0,0001552 m^2 / m = 1,552 cm^2 / m$$

Nous choisissons : ϕ_6 ; $St = 17cm$; $A_s eff = 1,57 cm^2 / m$

2. Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est prise dans l'intervalle [20 à 40cm]. Pour notre cas, nous allons prendre une épaisseur d = 25cm, soit 0,25m. Le radier supporte des charges permanentes et les charges d'exploitation.

Pour les charges permanentes, on a :

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

$$g = (25 \times 0,25)kN/m^2 + 0,7kN/m^2 = 6,95kN/m^2$$

Pour les charges d'exploitation, on a :

- Poids de la dalle $= (4,64)^2 \times 5,5kN = 118,413kN/m^2$
- Poids du mur : $\gamma_{mur} \times e \times D \times h \times 4 = 1kN \times 22,6 \times 0,4 \times 4,64 \times 2,05 \times 4 = 343,954kN$
- Poids de l'enduit + étanchéité $= 1kN \times 0,7 \times 4,64 \times 2,05 \times 4 = 26,634kN$
- Poids total $= 118,413kN + 343,954kN + 26,634kN = 489kN$
- Pression sous le mur $p = \dfrac{489}{0,4 \times 4,64 \times 4} kN/m^2 = 65,87kN/m^2$
- Pression de l'eau

$P_e = 10kN/m^3 \times 1,75m = 17,5kN/m^2$

La pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau. Nous allons utiliser la pression sous le mur pour le dimensionnement du radier.

La charge totale :

$$q = g + p$$

$$q = 6,95kN/m^2 + 65,87kN/m^2 = 72,82kN/m^2$$

- ***Calcul des sollicitations***

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,64m}{4,64m} = 1 ; \quad f_x^0 \ et \ f_y^0 = 20$$

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

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

$$M_{tx} = M_{ty} = 1kNm/m \times \frac{72,82 \times (4,64)^2}{20} = 78,4kNm/m$$

- ***Détermination de la section des armatures***

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

$$m_{sx} = 1kNm/m \times \frac{78,4}{1 \times (0,25)^2 \times 17500} = 0,072 \cong 0,072$$

$$\omega_2 = 0{,}138$$

$$A_{sx} = \frac{0{,}138 \times 1 \times 0{,}25}{24} = 0{,}0014375 m^2/m = 14{,}75 cm^2/m$$

Nous choisissons : ϕ_{12} , $St = 11{,}5$; $A_s eff = 15{,}08 cm^2/m$

$$m_{sy} = \frac{78{,}4}{1 \times (0{,}245)^2 \times 17500} = 0{,}0746$$

$0{,}07 \rightarrow 0{,}134$

$0{,}0746 \rightarrow \omega_2 = ?$

$0{,}08 \rightarrow 0{,}154$

$$\omega_2 = 0{,}134 + \frac{0{,}0046 \times 0{,}02}{0{,}01} = 0{,}1432$$

$$A_{sx} = \frac{0{,}1432 \times 1 \times 0{,}245}{24} = 0{,}001462 m^2/m = 14{,}62 cm^2/m$$

Nous choisissons : ϕ_{12} ; $St = 11{,}5cm$; $A_s eff = 15{,}08 cm^2/m$

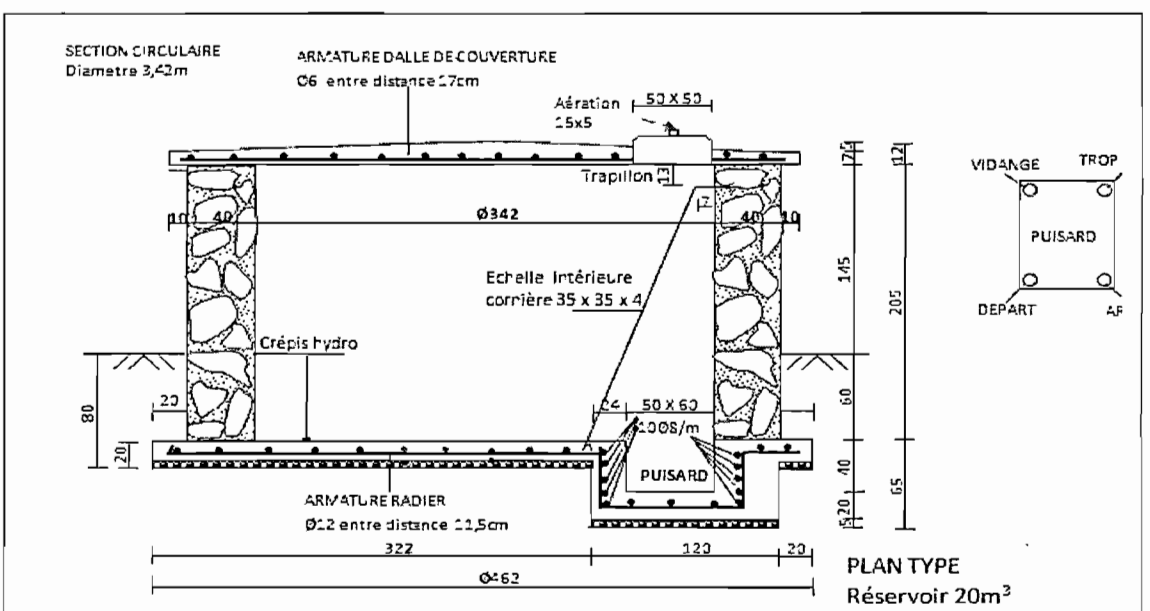


Figure V.6. Schéma d'un réservoir de 20m³

Matériel d'un réservoir borne fontaine

Description	Diamètre(m)	Longueur(m)	Nombre
Bouche à clé (jeu complet)	DN25	-	2
Robinet d'arrêt DN25 avec contre bride et bague de joint	DN/DE3	-	2
Bride ta rauchée	1"	-	2
Crépine inoxydable	1"	-	2
Passe cloison fileté (2 extrémités)	1"	500	2
Manchon galvanisé (F-F)	1"	-	4
Coude à 90°	1"	-	7
Limiteur de débit (M-F)	1"	-	1
Vanne à flotteur fileté	1"	-	1
Bouchon femelle galvanisé	1"	-	1
Tuyau galvanisé fileté (2 extrémités)	1"	1750	1
Tuyau galvanisé fileté (1 extrémité)	1"	250	1
Robinet de puissance	(3/4)"	-	1
Manchon réducteur galvanisé (F-F)	(13/4)"	-	1
Manchon galvanisé (M-M)	1"	-	1
Collet de fixation	40	-	2
Cloison fileté	1"	700	2

CHAPITRE VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

VI.1.Généralités

Pour effectuer l'évaluation du coût du projet, il est nécessaire d'évaluer la quantité des matériaux qu'il faut mettre en œuvre, les travaux à exécuter ainsi que la main d'œuvre nécessaire en vue d'estimer l'enveloppe financière qui permettra la réalisation du projet. On constitue une comptabilité à la fois en matière et en argent permettant l'estimation préalable, la conduite de l'exécution et la facturation des travaux.

VI.2. Métré des travaux de canalisation

La pose s'effectue dans les tranchées suffisantes pour que les ouvriers puissent y déposer les tuyaux commodément : 80cm pour les tuyaux de diamètre supérieur à 100mm et 60cm pour les tuyaux de diamètres inférieurs ou égaux à 100mm d'où la largeur de notre tranchée est de 60cm, car, nous avons des diamètres des tuyaux tous inférieurs à 100mm. La profondeur de la tranchée doit être choisie de manière à mettre les tuyaux à l'abri des gels. Dans notre travail, nous avons pris 1m. Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, il est convenablement dressé et est recouvert de lit de pose de 15cm d'épaisseur.

Le tableau montrant le métré des travaux de canalisation comprend :

- ✓ Des diamètres des conduites (D) ;
- ✓ Des longueurs des tuyaux(L) ;
- ✓ Des largeurs des tranchées(l) ;
- ✓ Des volumes des conduites(Vc) ;
- ✓ Des cubes à excaver(Vt) ;
- ✓ Des volumes de sable de pose et d'enrobage(Vs) :
- ✓ Des volumes des déblais excédentaires et remblais(Vr) ;
- ✓ Hauteur de la couche d'enrobage (H') ;
- ✓ Le coefficient de foisonnement du sol (f=1,25)

Les formules utilisées sont :

$V_c = (D/2)^2 * \pi * L$

$V_t = H * L * l$

$V_S = L\,(H' * l - \frac{1}{4} * D^2 * \pi)$

$V_d = (Vc + V_S) * f$

$Vr = V_t - V_d$

VI.3.Devis quantitatif des matériaux mis en œuvre

D(m)	H(m)	H'(m)	L(m)	l(m)	Vc (m^3)	Vt (m^3)	Vs (m^3)	Vd (m^3)	Vr (m^3)
0,06	1	0,213	2342,8	0,6	7,29937996	1405,7	292,11046	374,262	1031,4
0,05	1	0,2	3401,1	0,6	6,67465875	2040,7	401,45734	510,165	1530,5
0,04	1	0,19	1863,6	0,6	2,3406816	1118,2	210,10972	265,563	852,6
0,03	1	0,182	910	0,6	0,7314944	546	98,640506	124,215	421,79

Tableau VI.1: Synthèse des travaux de canalisation

VI.3.1. Les conduites d'alimentation

Type de conduite	Longueur total	Nombre de conduite de 6m	Conduites à commander
Tuyaux PVCØ63	2342,8	390,4666667	**430**
Tuyaux PVCØ50	3401,1	566,85	**624**
Tuyaux PVCØ40	1863,6	310,6	**342**
Tuyaux PVCØ32	910	151,6666667	**167**

VI.3.2. Le captage

Terrassement

On effectue un terrassement en profondeur et en largeur. Le déblayage doit être effectuée jusqu'à une profondeur supérieure ou égale à 2m. On prend 2,5m pour notre cas.

Pose des tuyaux de captage

1° Gravier filtrant : Le gravier filtrant doit être posé avant les tuyaux de captage (drains captant) pour éviter le contact de ces derniers avec la terre non filtrante qui risque de boucher les trous des tuyaux perforés, le gravier filtrant doit avoir un diamètre supérieur à celui des trous des tuyaux captant pour éviter la pénétration à l'intérieur du drain.

2° Tuyaux captant (drain) : On pose le tuyau perforé (drain) sur le matériau filtrant (gros sable et gravier)

3° Remblai : Après la pose du drain, on effectue un remblai respectivement d'une couche de gravier filtrant, d'une feuille plastique, de l'argile et de la terre ordinaire dans laquelle on plante du gazon.

Dessouchage=1m²x15x6=90m²

Décapage=1m³x90x0.2=18m³

Fouille = 1m³×12×4×1,5 =72m³

Volume du tuyau de captage=(0,075/2)²*3,14*24=0,106m³

Volume de la maçonnerie = 1m³*2*1∗12*0,1+2*1*0 ,15*12 = 6m³

Volume du mortier=1m³x6x0, 35=2,1m³

Volume des moellons=(6m³-2,1m³)x1.2=4.68m³

Volume du sable=2,1m³x0, 4=0,84m³

Volume du gravier=1m³*2,1*0,8=1,68m³

Tuyaux captant de 90 PVC = 12ml

Feuille en plastique = 1m²×12*3*2 = 72m²

Argile d'étanchéité = 1m³×4,5×4,5×0,1 = 2,025m³

Matériaux de remblai = 1m³× [72 – (0,106+ 2,025)] = 69,8690m³

Protection du captage = ff

VI.3.3. Chambre de départ

Le décapage se fait à 20cm du sol,

- Décapage de la terre végétale :
  V=L x l x H
  V= (5.9m+1.5m) x (3.4m+1.5m) x0.2m=7.252m³
- Terrassement:
  V=L x l x H
  V=6.9m x 4.4m x 1,7m=51.612m³
- Béton de propreté :
  V=L x l x H
  V=5.90m x3.4m x 0.05m=1.003m³
- Béton armé du radier:
  V=L x l x H
  V=6.5m x 4.5m x 0.2m=5.85m³
- Armatures :

On se propose d'armer le radier avec des aciers de $ø_{12}$ avec espacement de 20cm et la couverture $ø_6$ avec un espacement 18.5cm.

En considérant 1m² de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.2m) x 2=10aciers/m²

La surface du radier est de : 5.9m x 3.4m=20.06m²

Le nombre d'aciers em^2=51 aciers

Soit 51ø$_8$ pour le radier.

La surface de la couverture est de : (2.8m x 1.6m))=4.48m^2

En considérant 1m^2 de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.185) x 2=10.8aciers/m^2

Le nombre d'aciers est de : 10.8aciers/m^2 x 4.48m^2=48.384aciers

Soit 49ø$_6$ pour la couverture

- Mur d'élévation(en moellons) :

V= (L+l) x 2 x épais. x H
V= (3m + 1.5m) x 2 x 0.3m x 1.5m = 4.05m^3

Le volume du mortier étant 35% du volume maçonnerie, on a :
$V_{mortier}$ = (4.05m^3 x 35) :100 =1.4175m^3

Le volume occupé par les moellons =4.05m^3- 1.4175m^3 =2.6325m^3

Considérant que pour 1m^3, il faut 1.2m^3 de moellons:
On a la quantité de moellons =1.2m^3 de moellons/1m^3 x 2.6325m^3 = 3.159m^3

- Dalle de couverture :

Volume de la couverture= surface x épais.
Volume de la couverture= 1m^3 x 4.23 x 0,12=0.5076m^3

- Revêtement intérieur :

Les parois : $V_{revêt}$= (L + l) x2 x H x épais.
$V_{revêt}$= 1m^3 x (3+1.5) x 2 x1.5 x 0.02= 0.27m^3

Le fond : $V_{revêt}$= 1m^3 x (3x 1.5) x 0.02= 0.09m^3

LES MATERIAUX :

- Béton de propreté dans 1m^3, avec :

Gravier 8/16 de 0.8m^3 ;
Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;
Ciment de 200kg/m^3 ;
Epaisseur de 5cm.

- Béton armé du radier, avec :

Epaisseur de 20cm ;
Armature ø$_8$ et espacement de 20cm ;
Dosage de 350kg/m^3.

Gravier 8/16 de 0.8m^3 ;
Sable 0.63/8 de 0.4m^3 ;

- Dalle en béton armé pour la couverture, avec :

Epaisseur de 12cm ;
Armature ø$_6$ et espacement de 18.5cm ;
Dosage de 350kg/m^3 ;
Gravier 5/25 de 0.8m^3 ;
Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;

- Maçonnerie des parois en moellons, avec :

Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
Epaisseur de la paroi : 30cm ;
Hauteur du joint : 4cm ;

- Revêtement intérieur pour le fond et les parois avec :

Mortier de ciment de 400kg/m^3 ;
Epaisseur de 2cm

Calcul des quantités :

Volume total du béton=0.35m^3+1.02m^3+0.5076m^3=1.8776m^3

- Quantité du gravier =1m^{3}x 0.8 x 1.8776=1.50208m^3

Volume total du mortier = (0.27+0.09+1.4175) m^3=1.7775m^3

- Quantité du sable=1m^3 x 0.4 x (1.7775+1.8776)=1.46204m^3
- Quantité du ciment=200kg/m^{3}x 0.35m^3 + 350kg/m^3(1.02+0.5076)m^3 + 400kg/m^3 (0.27+ 0.09) m^3 + 300kg/m^3 x 1.4175m^3=1173.91kg

Soit 24 sacs de 50 kg chacun.

- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= (n x12x0, 395X0, 05)

= (49X12X0, 3950KgX0, 05)=12kg

- Planches

Surface totale à coffrer= $S_{planecouv.}$+$S_{later.couv}$+$S_{lattrap.}$+$S_{later.\ Rad.}$
Avec: $S_{later.couv}$+$S_{lattrap}$+ $S_{later.\ Rad.}$ =1m^2 x {[(2.8+1.6) x 2 x0.12] + [(0.5+0.5) x2 x0.12] + [(3+1.7) x 2 x 0.2]}=3.176 m^2

Surface des couvertures à coffrer =4.48m^2+3.176m^2=7.656m^2

Surface d'une planche=L x l
Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m^2

Nombre de planches=7.656m^2 :0.8m^2/planche=9.2575, soit 10planches

- Clous

Quantité des clous=0.15kg/m^2 x surface totale à coffrer
=0.15kg/m^{2}x7.656m^2 =1.1484kg soit 1.5kg.

Tableau de synthèse pour la chambre de départ

Désignation	Unité	Quantité
Moellons	m^3	3.159
Gravier	m^3	1.50208
Sable	m^3	1.46204
Ciment	sacs	24
Armature	pièces	51ø8 et 49ø6
Fil à ligaturer	kg	12
Planches	pièce	10
Clous	kg	1.5

Tableau VI.2 : Synthèse pour la chambre de départ

VI.3.4. Les accessoires de stockage

VI.3.4. a. Chambre de ventouse (2)

Décapage de la terre végétale pour 2 chambres :

V=L x l x H x n

V= (1.6m+2m) x (1.4m+2m) x0.2m x 2=4.896m^3

- Terrassement :

V=L x l x H x n

V=2.6m x 2.4m x 1.7m x 2=21.216m^3

- Béton de propreté :

V=L x l x H x n

V=1.6m x1.4m x 0.05m x 2=0.224m^3

- Dalle de couverture :

Surface des couvertures = [(1.25m x 1.25m)] x2= 3.125m^2

Volume de la couverture= surface x épais.

Volume des couvertures = 1m^3 x 3.125 x 0,12=0.375m^3

- Armatures :

On se propose d'armer la couverture avec ø6 un espacement de 18.5cm.

En considérant 1m^2 de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.185m) x 2=10.8aciers/m^2

Le nombre d'aciers est de : 10.8aciers/m^2 x 3.125m^2=34aciers.

Soit 34ø6 pour les couvertures des 2 chambres.

- Mur d'élévation(en briques) :

Longueur développée= (1.6m + 1.4m) x 2=6m

Surface totale pour 2 chambres=6m x1.7m x 2=20.4m^2

Les dimensions des briques utilisées sont : 18 x10 x5cm

Nombre de brique /m^2=1brique*1m^2/(0,18*0,01)*(0,05*0,01)=88briques

Nombre total de briques=88briques/ m^2 x20.4m^2=1796briques

Les pertes sont supposées à 10% : Soit 1796briques x1.1=1975briques

V= (L+l) x 2 x épais. x H x n

$V_{Maçonnerie}$= (1.6m + 1.4m) x 2 x 0.2m x 1.7m x 2= 8.16m^3

Le volume du mortier étant 35% du volume maçonnerie, on a :

$V_{mortier\ joint}$ = (8.16m^3 x 35) :100 =2.856m^3

Le volume des briques est : 8.16m^3-2. 856m^3=5.304m^3

- Revêtement intérieur et extérieur:

$V_{revêt}$= (L + l) x2 x H x épais.

$V_{revêt}$= [(1m^3 x (1.2+1) x 2 x1.7 x 0.02)
+ (1m^3 x (1.2+1) x 2 x1.7 x 0.02)] x2 = 0.5984m^3

MATERIAUX, on a :

- Béton de propreté dans 1m^3, avec :
  Gravier 8/16 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;
  Ciment de 200kg/m^3 ;
  Epaisseur de 5cm
- Dalle en béton armé pour la couverture, avec :
  Epaisseur de 12cm ;
  Armature ø6 et espacement de 18.5cm ;
  Dosage de 350kg/m^3 ;
  Gravier 5/25 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;

- Maçonnerie des parois en briques, avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
  Epaisseur de la paroi : 20cm ;
  Hauteur du joint : 2cm ;
- Revêtement intérieur pour les parois avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
  Epaisseur de 2cm.

Calcul des quantités :

Volume total du béton=0.224 m^3+0.375m^3=0.599m^3

- Quantité du gravier =0.8 x 0.599m^3=0.4792m^3

Volume total du mortier = (2.856m^3. + 0.5984) m^3=3.4544m^3

- Quantité du sable= 0.4 x (0.599m^3+3.4544m^3)=1.621m^3
- Quantité du ciment :=200kg/m^3x 0.224 m^3+350kg/m^3x0.375m^3
  +300kg/m^3x (0.5984m^3+2.856m^3)=464.57kg
  Soit 28sacs de 50 kg chacun.
- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= (n x x12x0.395kgx0.05).
=29x12x0.395kgx0.05=6.87kg, soit7kg

- Planche :

Surface des couvertures à coffrer= ($S_{planecouv.}$ + $S_{later.couv}$+$S_{lattrap.}$)
Avec : $S_{later.couv}$+$S_{lattrap}$=1m²x 2 x {[(1.25+1.25) x 2 x0.12]
+ [(0.5+0.5) x2 x0.12]}=1.68m²
Surface des couvertures à coffrer =3.125m²+1.68m²=4.805m²

Surface d'une planche=L x l
Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m²
Nombre de planches =4.805m²:0.8m²/planche=6 planches

- Clous

Quantité de clous=0.15kg/m² x surface totale à coffrer
=0.15kg/m²x4.805m² =1kg

Tableau de synthèse pour les chambres de Ventouse

Désignation	Unité	Quantité
Briques	pièce	1796
Gravier	m³	0.4832
Sable	m³	1.5824
Ciment	sacs	28
Armature	pièce	34ø6
Fil àligaturer	kg	7
Planches	pièce	6
Clous	kg	1

Tableau VI.3:Synthèse des matériaux pour les chambres de ventouses

VI.3.4. b. Chambre de purge (3)

- Décapage de la terre végétale pour 3 chambres :
  V=L x l x H x n
  V= (2.4m+1m) x (1.6m+1m) x0.2m x 3=5.304m³
- Terrassement :
  V=L x l x H x n
  V=3.4m x 2.6m x 1.4m x 3=37.128m³
- Béton de propreté :
  V=L x l x H x n
  V=2,4m x1.6m x 0.05m x 3=0.576m³
- Dalle de couverture :

Surface des couvertures = [(1.25m x 1.25m)] x3= 4.6875m²
Volume de la couverture= surface x épais.
Volume des couvertures = 1m³ x 4.6875 x 0,12=0.5625m³

- Armatures :

On se propose d'armer la couverture avec ø6 un espacement de 18.5cm.
En considérant 1m² de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.185m) x 2=10.8aciers/m²
Le nombre d'aciers est de : 10.8aciers/m² x 4.6875m²=51aciers.

Soit 51ø6pour les couvertures des 3chambres.

- Mur d'élévation(en briques) :

Longueur développée= 2.4m + 1.6m) x 2=8m
Surface totale pour 3 chambres=8m x1.4m x 3=33.6m^2

Les dimensions des briques utilisées sont : 18x10x5

Nombre de briques=1brique* $\frac{1m2}{(0,18+0,1)*(0,05+0,01)} = 88briques$

Nombre total de briques=88briques/ m^{2}x33.6m^2=2956.8 briques
Les pertes sont supposées à 10% : Soit 2956.8briques x1.1=3253briques

V= (L+l) x 2 x épais. x H x n
$V_{Maçonnerie}$= (2.4m + 1.6m) x 2 x 0.2m x 1.4m x 3= 6.72m^3
Le volume du mortier étant 35% du volume maçonnerie, on a :
$V_{mortier\ joint}$ = (6.72m^3 x 35) :100 =2.352m^3
Le volume des briques est : 6.72.032m^3- 2.352m^3=4.3686m^3

- Revêtement intérieur et extérieur:

$V_{revêt}$= (L + l) x2 x H x épais.
$V_{revêt}$= [(1m^3 x (1.2+1.2) x 2 x0.8x 0.02)
+ (1m^3 x (1.2+1.2) x 2 x0.8 x 0.02)] x 3 = 0.461m^3

MATERIAUX, on a :

- Béton de propreté dans 1m^3, avec :
  Gravier 8/16 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;
  Ciment de 200kg/m^3 ;
  Epaisseur de 5cm
- Dalle en béton armé pour la couverture, avec :
  Epaisseur de 12cm ;
  Armature ø6 et espacement de 18.5cm ;
  Dosage de 350kg/m^3 ;
  Gravier 5/25 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;
- Maçonnerie des parois en briques, avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
  Epaisseur de la paroi : 20cm ;
  Hauteur du joint : 2cm ;
- Revêtement intérieur pour les parois avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ; Epaisseur de 2cm.

.Calcul des quantités :

Volume total du béton=0.576 m^3+0.5625m^3=1.1385m^3

- Quantité du gravier =0.8 x 1.1385m^3=0.9108m^3

Volume total du mortier = 2.352m^3 +0.461m^3 =2.813m^3

- Quantité du sable= 0.4 x (1.1385m^3+2.813m^{3}m^3)=1.5806m^3

- Quantité du ciment :=200kg/m^3 x0.576 m^3+350kg/m^3x0.5625m^3
  +300kg/m^3x (1.1385m^3m^3+2.813m^3)=1497.525kg
  Soit 30sacs de 50 kg chacun.
- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= (n x12x0.395kgx0.05)=12kg

- Planche :

Surface des couvertures à coffrer= ($S_{planecouv.}$ + $S_{later.couv}$+$S_{lattrap.}$)
Avec : $S_{later.couv}$+$S_{lattrap}$=1m^2x 3 x {[(1.25+1.25) x 2 x0.12]
+ [(0.5+0.5) x2 x0.12]}=2.52m^2
Surface des couvertures à coffrer =4.6875m^2+2.52m^2=7.2075m^2
Surface d'une planche=L x l
Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m^2
Nombre de planches=7.2075m^2:0.8m^2/planche=9 planches

- Clous

Quantité de clous=0.15kg/m^2 x surface totale à coffrer
=0.15kg/m^2x7.2075m^2 =1.08kg, Soit 1.5kg.

Tableau de synthèse pour les chambres de purges

Désignation	Unité	Quantité
Briques	pièce	3253
Gravier	m^3	0.9108
Sable	m^3	1.5806
Ciment	sacs	30
Armature	Pièce	51ø6
Fil à ligaturer	kg	12
Planches	pièce	9
Clous	kg	1.5

Tableau VI.4:Synthèse des matériaux pour les chambres de purge

VI.3.4. c. Chambre de vanne et de chambre de vanne de sectionnement(11)

- Décapage de la terre végétale pour 11 chambres :
  V=L x l x H x n
  V= (1.2m+2m) x (1.2m+2m) x0.2m x 11=22.528m^3
- Terrassement :
  V=L x l x H x n
  V=2.2m x 2.2m x 1.4m x 11=73.92m^3
- Béton de propreté :
  V=L x l x H x n
  V=1.7m x1.7m x 0.05m x 11=1.5895m^3
- Dalle de couverture :

Surface des couvertures = [(1.25m x 1.25m)] x11=17 .1875m^2
Volume de la couverture= surface x épais.
Volume des couvertures = 1m^3 x 17.1875 x 0,12=2.0625m^3

- Armatures :

On se propose d'armer la couverture avec ø6 un espacement de 18.5cm.

En considérant $1m^2$ de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.185m) x 2=10.8aciers/m^2
Le nombre d'aciers est de : 10.8aciers/m^2 x 17.1875m^2=185.625aciers.

Soit 186$ø_6$pour les couvertures des 11chambres.

- Mur d'élévation(en briques) :

Longueur développée= (1.2m + 1.2m) x 2=4.8m
Surface totale pour 11chambres=4.8m x1.4m x 11=73.92m^2

Les dimensions des briques utilisées sont : 18x10x5

Nombre de briques=1brique* $\frac{1m2}{(0,18+0,1)*(0,05+0,01)} = 88briques$

Nombre total de briques=88briques/ m^2x73.92m^2=6504.96 briques
Les pertes sont supposées à 10% : Soit 6504.96riques x1.1=7155briques

V= (L+l) x 2 x épais. x H x n
$V_{Maçonnerie}$= (1.2m + 1.2m) x 2 x 0.2m x 1.4m x 11=14.784m^3
Le volume du mortier étant 35% du volume maçonnerie, on a :
$V_{mortier\ joint}$ = (14.784m^3 x 35) :100 =5.1744m^3
Le volume des briques est : 14.784m^3- 5.1744m^3=9.6096m^3

- Revêtement intérieur et extérieur:

$V_{revêt}$= (L + l) x2 x H x épais.
$V_{revêt}$= [(1m^3 x (0.8+0.8) x 2 x1.4 x 0.02)
+ (1m^3 x (1.2+1.2) x 2 x1.4 x 0.02)] x 11 = 2.464m^3

MATERIAUX, on a :

- Béton de propreté dans 1m^3, avec :
  Gravier 8/16 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;
  Ciment de 200kg/m^3 ;
  Epaisseur de 5cm
- Dalle en béton armé pour la couverture, avec :
  Epaisseur de 12cm ;
  Armature $ø_6$ et espacement de 18.5cm ;
  Dosage de 350kg/m^3 ;
  Gravier 5/25 de 0.8m^3 ;
  Sable 0.63/5 de 0.4m^3 ;

- Maçonnerie des parois en briques, avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
  Epaisseur de la paroi : 20cm ;
  Hauteur du joint : 2cm ;
- Revêtement intérieur pour les parois avec :
  Mortier de ciment de 300kg/m^3 ;
  Epaisseur de 2cm.

Calcul des quantités :

Volume total du béton=1.5895 m^3+2.0625m^3=3.652m^3

- Quantité du gravier =0.8 x 3.652m^3=2.9216m^3

Volume total du mortier = (5.1744+2.464) m^3=7.6384m^3

- Quantité du sable= 0.4 x (3.652m^3+7.6384m^3)=4.51616m^3
- Quantité du ciment :=200kg/m^3 x1.5895 m^3+350kg/m^3x2.0625m^3
  +300kg/m^3x (3.652m^3+7.6384m^3)=4426.895kg
  Soit 89sacs de 50 kg chacun.
- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= (n x12x0.395kgx0.05)=19kg

- Planche :

Surface des couvertures à coffrer= ($S_{planecouv.}$ + $S_{later.couv}$+$S_{lattrap.}$)

Avec : $S_{later.couv}$+$S_{lattrap}$=1m^2x 11 x {[(1.25+1.25) x 2 x0.12]
+ [(0.5+0.5) x2 x0.12]}=9.24m^2

Surface des couvertures à coffrer =17.1875m^2+9.24m^2=26.4275m^2

Surface d'une planche=L x l

Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m^2

Nombre de planches=26.4275m^2:0.8m^2/planche=33 planches

- Clous

Quantité de clous=0.15kg/m^2 x surface totale à coffrer
=0.15kg/m^2x26.4275m^2 =3.964kg, Soit 4kg.

Tableau de synthèse pour les chambres de vannes

Désignation	Unité	Quantité
Briques	pièce	7155
Gravier	m^3	2.9216
Sable	m^3	4.51616
Ciment	sacs	89
Armature	pièce	186ø$_6$
Fil à ligaturer	kg	19
Planches	pièce	33
Clous	kg	4

Tableau VI.5:Synthèse des matériaux pour les chambres de vannes

VI.3.5.Les réservoirs

Nous avons les réservoirs de trois types, dans ce devis nous avons appelé les réservoirs :

R1= 3 réservoirs de 5m^3

R2 = 1 réservoir de 10m^3

R3 = 1 réservoir de 20m³

- Décapage de la terre végétale :

$$V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times H \times n$$

R1 : $V = 1m^3 \times (x0,2x3,14x5,2\text{^}2/4) \times 3 = 12,736m^3$

R2 : V=1m³X (3,14X5, 82^2X0, 2/4) X1=5,318m³

R3 : V=1m³X (3,14X6, 61^2X0, 2/4) X1=6,86m³

V_{tot}=24,914m³

- Fouille:

$$V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times H \times n$$

R1 : $V = 1m^3 \times (3,2\text{^}2X3,14/4) \times 1X3 = 24,115m^3$

R2 : V=1m³X (3,82^2X3, 14X1/4) X1=11,45m³

R3 : V=1m³X (4,61^2X3, 14X1/4) X1=16,68m³

Vt=52,245m³

- Béton de propreté :

$$V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times H \times n$$

R1 : $V = 1m^3 \times (3,14x3,2\text{^}2x0,05/4) \times 3 = 1,2057m^3$

R2 : V=1m³X (3,13X3, 82^2/4) X0.05=0,573m³

R3 : V=1m³X (4,61^2X3, 14/4) X0, 05=0,834m³

V_t=2,613m³

- Béton armé du radier:

$$V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times H \times n\, V = 1m^3 \times (3,14x3,4\text{^}2x0,25/4) \times 3 = 6,805,m^3$$ =R1

V= (3,14X3, 8^2X0, 25/4)=2,833m³

V= (3,14X4, 6^2X0, 25/4)=4,152m³

Vt=13,79m³

- Armatures :

On se propose d'armer le radier avec des aciers de $ø_{10}$ avec espacement de 12cm et la couverture $ø_6$avec un espacement 18,5cm.

En considérant 1m² de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.12m) x 2=17aciers/m² Pour le radier.

La surface du radier est $S = \pi \times \frac{D^2}{4}$

s=1m²x(3,14x3,4^2/4)x3=27,22m²pour R1

S= (3,14X3, 82^2/4)=11,455m²pour R2

S= (3,14X4, 61^2/4)=16,68m²pour R3
St=27,22+11,455+16,68m²=55,36m²
Le nombre d'aciers est de : 17aciers/m² x 55,36m²=941aciers
Soit 941ø10 pour le radier.

La surface de la couverture est $S = \pi \times \frac{D^2}{4} - S\ du\ Trappillon$

s=1m²x(3,14x3,4^2/4)-1m²x(0,5x0,5)x3=26,47m²pour R1
S=1m²X (3, 14X3, 82^2/4)-1m²X (0.5x0.5) =11.20m²=R2
S=1m²X (3, 14X4,6^2/4)-1m²X(0.5x0.5)=16.36m²=R3
St=26,47+11,20+16,36m²=54,03m²
En considérant 1m² de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.185) x 2=10.8aciers/m²
Le nombre d'aciers est de : 10.8aciers/m² x 54,03m²=584ciers
Soit 584ø6 pour la couverture.

- Mur d'élévation(en moellons) :

$$V = \pi \times \frac{D^2{}_{Ext}}{4} \times h - \pi \times \frac{D^2{}_{Int}}{4} \times h$$

$$V = 1m^3 \times \left(3.14 \times \frac{3^2}{4}\right) \times 1.404 - 1m^3 \times \left(3.14 \times \frac{2.4^2}{4}\right) \times 1.404 = 3.57m^3$$

D'où pour les 3 réservoirs, on a : 3.57m³x3=10.71 m³

V=1m³X (3,14X3, 82²/4) X1, 7-1m³X (3,14X3, 22²/4) X1,7=5,64m³

V=1m³X (3,14X4, 61²/4) X2, 2-1m³X (3,14X4²/4) X2,2=9,07m³

Le volume total des murs d'élévation(en moellons)=10,71+5,64+9.07=25,42m³

Le volume du mortier étant 35% du volume maçonnerie, on a :
$V_{mortier}$ = (25.42m³ x 35) :100 =8.897m³ pour les 5 réservoirs
Le volume occupé par les moellons =25.42m³- 8.897m³ =16.52m³

Considérons que pour 1m³, il faut 1.2m³ de moellons:
On a la quantité de moellons =1.2m³ de moellons/1m³ x16.52m³ = 19.83m³

- Dalle de couverture :

Volume de la couverture= surface x épais.
Volume=54,03m² x 0.12m=6,48m³pour tout les réservoirs

- Revêtement intérieur :

Les parois :$V = D \times \pi \times h \times épais.$

V=2,4mx3, 14x1, 404mx0, 04mx3=1,27m³

V=3,22mx3, 14X1, 7mx0, 04m=0,687m³

V=4mx3, 14x2, 2mx0, 04m=1,105m³

V_t=3,062m³

Le fond : $V = S \times épais.$x n

$$V = 1m^2 \times 3.14 \times \frac{2.4^2}{4} \times 0.04m = 0.18m^3$$

V=1m³X (3,14X2.4²X0.04/4)X3=0.543m³

V=1m³x (3.14x3.22²x0.04/4)=0.326m³

V=1m³x (3,14x4²x0.04/4)=0.502m³

Pour les 5 réservoirs, on a : 1m³x0.543+0,326+0.502 =1.37m³

MATERIAUX

- Béton de propreté.

La composition pour 1m³ de béton est la suivante :
Gravier 8/16 : 0,8 m³/m³ ;
Sable 0.63/5 : 0,4 m³/m³ ;
Ciment : 200 kg/m³ ;
Epaisseur : 5cm

- Béton armé de la plate forme des dalles de sol des réservoirs.

Le béton à mettre en œuvre pour 1m³ de béton est composé de :
Gravier 8/16 : 0,8 m³;
Sable 0,63/5 : 0,4 m³;
Ciment : 350 kg/m³ ;
Armatures ø10, espacement 12 cm ;
Epaisseur de 25cm.

- Dalle en béton armé de la couverture des réservoirs

Chaque couverture du réservoir a la composition comme suit:
Gravier 5/25 : 0,8 m³/m³ ;
Sable 0.63/5 : 0,4 m³/m³ ;
Ciment : 350 kg/m³ ;
Armatures ø6, espacement 18.5cm.

- Maçonneries des parois en moellons

Tous les réservoirs de notre projet sont de 5m³, 10m³ et de 20m³ volume avec :

- Trapillon de 50 x 50 cm pour l'accès à l'intérieur ;
- Epaisseur de 30cm ;
- Dosage : 300kg/m³
- Epaisseur des joints de 4cm ;
- Enduit intérieur d'étanchéité d'épaisseur de 4cm.
- Dosage : 400kg/m³

Calcul des quantités :

Volume total du béton=2.613m³+13.79m³+6.48m³=22.883m³

- Quantité du gravier =1m³x 0.8 x 22.883=18.3064m³

Volume total du mortier = 1m³x (8.897+3.062+1.37) =13.329m³

- Quantité du sable=1m³ x 0.4 x (13,329+22.883)=14,485m³

- Quantité du ciment=200kg/m³x 2.613m³ + 350kg/m³(13.79+6.48)m³
  + 400kg/m³ (3,062+ 1.37) m³ + 300kg/m³ x 8.897m³=12059kg

Soit 241,5sacs de 50 kg chacun.

- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures

Avec poids des armatures= n x (R^2x3.14x12x7850kg/m³)

- Planches

Surface de la couverture à coffrer=S_{plane}+$S_{Latérale}$

Avec : $S_{Latérale}$= Circonf. x épaisseur.

$S_{Latérale}$= 3.14x3.2m x 0.12mx3=3.617m²

$S_{laterale}$=3, 14x3, 82mx0.12m=1,44m²

$S_{laterale}$=3, 14x4, 61mx0, 12m=1,737m²

S_{lat} totale=6,794m²

Surface de la couverture à coffrer=54.03m²+6, 794m2=60,824m²

$S_{Latérale}$ du radier à coffrer= Circonf. x épaisseur du radier

$S_{Latérale}$ du radier= 3.14 x 3.4m x 0.25m x3 =13.35m²

S_{lat} du radier=3,14x3, 82mx0, 25m=2,999m²

S_{lat} du radier=3,14x4, 61mx0, 25m=3,62m²

S_{lat} totale=19,96m²

Surface totale à coffrer=13.35 m² + 55,36m²=75.32m²

Surface d'une planche=L x l

Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m²

Nombre de planches=75.32m²:0.8m²/planche=94,15 Soit 75planches

- Clous

Quantité des clous=0.15kg/m² x surface totale à coffrer
=0.15kg/m²x75.32m²=11.298kg, Soit 12kg.

Tableau de synthèse pour les réservoirs

Désignation	Unité	Quantité
Moellons	m³	19.83
Gravier	m³	18.3
Sable	m³	14,485
Ciment	sacs	241,5
Armature	pièce	941$ø_{10}$ et 584$ø_6$
Fil à ligaturer	kg	52
Planches	pièce	95
Clous	kg	12

Tableau VI.6: Synthèse des matériaux pour les réservoirs.

V3.6. Les bornes fontaines (12)

- Décapage de la terre végétale pour 12 bornes fontaines :

  V=L x l x H x n

  V= (1.5m+2m) x (1.5m+2m) x0.2m x 12=29.4m^3
- Terrassement:

  V=L x l x H x n

  V= (1.5m +1m) x (1.5m+1m) x 0.90m x 12=67.5m^3
- Béton de propreté :

  V=L x l x H x n

  V=2m x2m x 0.05m x 12=2.4m^3
- Béton de plate forme:

  V=L x l x H x n

  V=1.5m x 1.5m x 0.2m x 12=5.4m^3
- Béton de la bordure de la plate forme ;

  $V=L_{développ.\ moy}$.x H x épais.

  V= (1.4m x 4) x 0.15m x 0.10m x 12=1.008 m^3
- Béton du pilier pour robinet :

$$V_{pilier}=\frac{\pi \times D^2}{4} \times H \times n = 1m^3 \times (\frac{3{,}14 \times 0{,}2^2}{4} \times 0{,}90 \times 12) = 0{,}34m^3$$

MATERIAUX pour les bornes fontaines

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

La composition est de :

- Gravier 8/16 : 0,8 m^3;
- Sable 0,63/5 : 0,4 m^3;
- Ciment : 350 kg/m^3;
- Armatures $ø_8$, espacement 15cm ;

Calcul des quantités :

Volume total du béton=2.4 m^3+5.4m^3+0.34m^3+1.008 m^3=9.148m^3

- Quantité du gravier =1m^{3}x 0.8 x 9.148=7.32m^3

Volume du revêtement de la plate forme =L x l x épais x n.

V = 1.3m x 1.3m x 0.02m x 12= 0.41m^3

Volume du revêtement du pilier :

V=Circonf. x H x épais. x n

V=0.20m x 3.14 x 0.02m x 0.90m x 12=0.14m^3

Volume du revêtement de la bordure de plate forme :

V= ($L_{développ.int}$ x H x épais) + ($L_{développ.moy}$ x l x épais)
+ ($L_{développ.ext}$ x H x épais.)

V= 1 m^3 [(1.3 x 4 x 0.15 x 0.02)+(1.4 x 4 x 0.1 x 0.02)
+ (1.5 x 4 x0.15 x 0.02)] x 12=0.54 m^3

Volume total du revêtement=0.41m^3+0.14 m^3+0.54 m^3= 1.09m^3

- Quantité du sable=1m^3 x 0.4 x (9.148+1.09)=4.1m^3
- Quantité du ciment=

- 200kg/m^3x2.4 m^3 + 350kg/m^3(5.4 m^3 + 1.008 m^3 + 0.34 m^3)
+400kg/ m^3 x (0.41 m^3 + 0.54 m^3 +0.14 m^3)=3277.8kg
Soit 66 sacs de 50 kg chacun.

- Armatures :

On se propose d'armer le pilier avec des aciers de ø8 avec espacement de 20cm et la plate forme est sans armature.

En considérant 1m^2 de surface, c'est à dire 1mx1m, le nombre d'aciers de 1m est de : 1acier x (1m : 0.2m) x 2=10aciers/m^2.

Surface des piliers= π x D x H x n
Surface du pilier=1m^2 x 3.14 x 0.2 x 0.9 x 12=6.78m^2
Le nombre d'aciers du pilier=10aciers/m^2 x 6.78m^2 =67.8aciers, Soit 68 ø8

- Planches.

Surface des piliers à coffrer=6.78m^2
Surface de la plate forme à coffrer=$L_{ext.\ dével.}$x épais +$L_{inter\ dével}$ x épais.
S=1m^2 x [(1.5 x 4 x 0.35) + (1.3 x 4 x 0.15)]x 12=34.56m^2
Surface totale à coffrer=6.78m^2+34.56m^2=41.34 m^2
Surface d'une planche=4m x 0.2m=0.8m^2
Nombre de planches=41.34m^2:0.8m^2/planche=51.7, Soit 52planches.

- Clous

Quantité des clous=0.15kg/m^2 x surface totale à coffrer
=0.15kg/m^2x34.56m^2=5.19kg
Soit 5.5kg.

- Fils à ligaturer: 5% du poids total des armatures, avec poids des armatures=
n x (R^2x3.14x12x7850kg/m^3).

Tableau de synthèse pour les bornes fontaines

Désignation	Unité	Quantité
Gravier	m^3	7.32
Sable	m^3	4.1
Ciment	sacs	66
Armature	pièce	68ø8
Fil à ligaturer	kg	1.5
Planches	pièce	52
Clous	kg	5.5

Tableau VI.7:Synthèse des matériaux pour les bornes fontaines

VI.4.Planning des travaux

Le planning donne un maximum d'informations possibles pour que chaque activité soit déterminée et détaillée suivant sa phase de réalisation. L'objectif est de déterminer une ligne d'action et cette dernière comprend :

- ✓ L'établissement du calendrier des taches, c'est –à- dire les étapes du déroulement des travaux ;
- ✓ Les relations existant entre les différentes activités afin d'hiérarchiser les responsabilités pendant l'exécution des travaux ;
- ✓ Savoir identifier les besoins à temps et prendre conscience du flux de matériaux pour éviter les risques de détérioration des matériaux dans les stocks ;
- ✓ Savoir gérer les stocks et faire des commandes au moment portun.

Désignation des activités		Unité	Quantités	T .E. M (h/m³)	Temps (h)	Durées (jours)	OUVRIERS	Jours de travail
Décapage de la terre végétale		m³	100,2619	2,5	250,65475	31,332	16	2
Fouille (canalisation+ouvrages accessoires à la conduite)		m³	5110,21	2,5	12775,525	1596,941	64	25
Pose de lit de sable et d'enrobage		m³	792,21	2	1584,42	198,053	25	8
Pose des conduites		ml	8517,5	0,05	425,875	53,234	18	3
Remblayage des tranchées		m³	3836,29	2	7636,58	954,573	120	8
Maçonnerie	En briques	m³	12,0033	20	240,066	30,001	6	5
	En moellons	m³	61,61	16	985,76	123,22	20	7
Coffrage		m²	206,9933	1,2	248,39196	31,0489	10	4
Ferraillages		kg	2604	0,2	520,8	65,1	12	6
Coulage du béton et bétonnage		m³	42,85318	16	685,65088	85,707	29	3

Le tableau ci-dessus montre la répartition des délais d'exécution des taches ainsi que la main d'œuvre qui exécute ces travaux

Planning de GAANT

Série	Activités	Mois : 1				2				3				4	
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2
I	**Installation du chantier**														
II	**Décapage de la terre végétale**														
III	**Captage**														
	1. Terrassements généraux														
	2. Captage proprement dit														
	3. Chambre de Départ														
IV	**Conduite d'alimentation**														
	1. Tranchée de pose des conduites														
	2. Pose de lit de sable														
	3. Pose des tuyaux														
	3. Remblayage des tranchées														
V	**Accessoires à la conduite**														
	1. Chambre de purge														
	2. Chambre de ventouse														
	3. Chambre de vanne et de sectionnement														
VI	**Réservoirs**														
VII	**Borne fontaine**														
VIII	**Mise en charge**														
IX	**Contrôle et repliement du chantier**														

Tableau VI.8. Planning des activités

VI.5. Devis quantitatif et estimatif

Ce tableau montre les quantités, le prix unitaire et total des matériaux ainsi que le coût des travaux effectués.

N°	Désignation de l'ouvrage	Unité	Quantité	PU (Fbu)	P.T (Fbu)
I	**Installation du chantier**	-	FF	-	1800000
Sous-total 1					**1800000**
II	**Captage**				
II.1	Décapage	m^3	4.5	3000	13500
II.3	Fouille	m^3	72	7000	504000
II.4	Drain captant	ml	24	20000	480000
II.5	Moellons	m^3	4,68	30000	140400
II.6	Sable	m^3	0,84	20000	16800
II.7	Ciment	sacs	15	30000	450000
II.8	Gravier filtrant	m^3	4,68	18000	84240
II.9	Etanchéité en plastique	m^2	32	2000	64000
II.10	Matériaux en remblai	m^3	69,869	2000	139738
II.11	Engazonnement	m^2	90	1000	90000
Sous-total 2					**1982678**
III	**Ouvrages d'art**				
III.1	Ouvrage de stockage (Réservoirs)				
III.1.1	Décapage	m^3	24.914	3000	74742
III.1.2	Fouille	m^3	52.245	7000	365715
III.1.3	Moellons	m^3	19.83	30000	594900
III.1.4	Gravier	m^3	18,3	24000	439200
III.1.5	Sable	m^3	14,485	20000	284900
III.1.6	Ciment	sac	241,5	30000	7245000
III.1.7	Armatures $Ø_{12}$	pièce	941	13500	12703500
III.1.8	Armatures $Ø_6$	pièce	584	10000	5840000
III.1.9	Fil à ligaturer	kg	52	3500	156000
III.1.10	Planches	pièce	95	4000	380000
III.1.11	Clous	kg	12	3000	36000
III.1.12	Tuyauteries et accessoires	-	FF	200000	200000

III.2	**Bornes fontaines**				
III.2.1	Décapage	m^3	29.4	3000	88200
III.2.2	Fouille	m^3	22.5	7000	157500
III.2.3	Ciment	sac	66	30000	1980000
III.2.4	Sable	m^3	4.1	20000	82000
III.2.5	Gravier	m^3	7.2	24000	172800
III.2.6	Armature $Ø_8$	pièce	68	12000	816000
III.2.7	Clous	kg	5.5	3000	16500
III.2.8	Planches	pièce	55	4000	220000
III.2.9	Fil à ligaturer	kg	1.5	3500	5250
III.2.10	Tuyauterie et accessoires	-	FF	150000	150000
III.3	**Chambre de départ**				
III.3.1	Décapage	m^3	4	3000	12000
III.3.2	Fouille	m^3	17	7000	119000
III.3.3	Moellons	m^3	3.159	30000	94770
III.3.4	Gravier	m^3	1.50208	24000	36049,92
III.3.5	Sable	m^3	1.46204	20000	29240,8
III.3.6	Ciment	sac	24	30000	720000
III.3.7	Armatures $Ø_8$	pièce	51	12000	612000
III.3.8	Armatures $Ø_6$	pièce	49	10000	490000
III.3.9	Fil à ligaturer	kg	12	3500	42000
III.3.10	Planches	pièce	10	4000	40000
III.3.11	Clous	kg	1.5	3000	4500
III.3.12	Tuyauterie et accessoires	FF	-	160000	160000
III.4	**Chambre de purges**				
III.4.1	Décapage	m^3	4.144	3000	12432
III.4.2	Fouille	m^3	20.328	7000	142296
III.4.3	Briques cuites	pièce	2963	34	100742
III.4.4	Gravier	m^3	0.7968	24000	19123.2
III.4.5	Sable	m^3	1.23168	20000	24633.6
III.4.6	Ciment	sac	30	30000	900000
III.4.7	Armatures $Ø_6$	pièce	51	10000	510000
III.4.8	Fil à ligaturer	kg	12	3500	42000
III.4.9	Planches	pièce	9	4000	136000
III.4.10	Clous	kg	1.5	3000	4500
III.4.1	Tuyauteries et accessoires	-		200000	200000

1					
III.5	**Chambres de Vannes**				
III.5.1	Décapage	m^3	22.528	3000	67584
III.5.2	Fouille	m^3	73.92	7000	517440
III.5.3	Briques cuites		7155	34	243270
III.5.4	Gravier	m^3	2.9216	24000	70118.4
III.5.5	Sable	m^3	4.51616	20000	90323.2
III.5.6	Ciment	sac	89	30000	2670000
III.5.7	Armatures $Ø_6$	pièce	186	10000	1860000
III.5.8	Fil à ligaturer	kg	19	3500	66500
III.5.9	Planches	pièce	33	4000	132000
III.5.10	Clous	kg	4	3000	12000
III.5.11	Tuyauteries et accessoires	-	FF	180000	180000
III.6	**Chambres de ventouses**				
III.5.1	Décapage	m^3	4.096	3000	12288
III.5.2	Fouille	m^3	13.552	7000	94864
III.5.3	Briques cuites	pièce	1975	34	67150
III.5.4	Gravier	m^3	0.4832	24000	11596.8
III.5.5	Sable	m^3	1.5824	20000	31648
III.5.6	Ciment	sac	15	30000	450000
III.5.7	Armatures $Ø_6$	pièce	34	10000	340000
III.5.8	Fil à ligaturer	kg	7	3500	24500
III.5.9	Planches	pièce	6	4000	24000
III.5.10	Clous	kg	1	3000	3000
III.5.11	Tuyauteries et accessoires	-	FF	180000	180000
Sous-total 3					**43852011.03**
IV	**Travaux de canalisation**				
IV.1	Fouille de canalisation	m^3	5110.21	7000	35771470
IV.2	Lit de sable de pose	m^3	792.21	20000	15844200
IV.3	Pose des conduites	ml	8517.5	1000	8517500
IV.4	Remblayage	m^3	1022.1	2000	2044200
Sous-total 4					**62177370**
V	**Tuyauterie**				
V.1	3. Achat des tuyaux				
V.2	PVC63 PN 10	Pièce	430	325000	13975000
V.3	PVC 50PN16		624	25000	15600000

		Pièce			
V.4	PVC40PN10	Pièce	342	18000	6156000
Sous total 5					**24363000**
VI	**Nettoyage du chantier et mise en route**	-	FF		1000000
Sous total 6					**1000000**
Total (1+2+3+4+5+6)					**135175059**
Main d'œuvre (30%)					**40552517.71**
Imprévus (15%)					**20276258.85**
Marge bénéficiaire (20%)					**27035011.81**
TOT GEN					**223038847.4**

Tableau VI.9 .Devis quantitatif et estimatif

Nous disons une enveloppe financière de **Deux cent vingt trois million trente huit mille huit cent quarante sept et quatre dixième de francs burundais hors TVA.**

VI.6.CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.

VI.6.1. CONCLUSION GENERALE

Connaissant que la qualité de notre santé et celle de notre bien -être dépendent directement de la qualité des eaux contenues dans nos corps, nous devons penser à la vulgarisation de cet élément indispensable pour le bien-être de tout en chacun et en particulier celui de la population de notre zone de projet « MUGUTU- KWIBUKA» qui, avant ce projet, n'avait pas de l'eau potable. C'est pourquoi notre travail était consacré à : **ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE : MUGUTU-KWIBUKA en Commune Gitega rurale (horizon 2014-2039).**

Nous remarquons que l'eau potable parviendra à la population de cette zone sans ambiguïtés car les résultats des calculs des besoins en eau potable du réseau nous montrent que les besoins en eau potable sont inférieurs à la dotation (débit mesuré à la source) 1,3385l/s<1,5l/s.

Les calculs hydrauliques nous montrent que les pressions dans les conduites sont toutes inférieures à 16bars, ce qui nous conduit à choisir les conduites en PVC qui coutent moins chers par rapport aux autres types de tuyaux pour question d'économie. Tout fois, nous préconisons des gaines métalliques pour les tuyaux en PVC qui traversent les rivières pour augmenter leurs résistances dans ces endroits de longues portées en l'air.

Le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage et de régulation assureront une alimentation pérenne d'eau potable nécessaire à la consommation de la population.

La durée du déroulement des activités du projet est de trois mois et deux semaines et l'enveloppe financière du projet est de deux cent vingt trois millions trente huit mille huit cent quarante sept et quatre dixième de francs bu hors TVA. Cette somme n'est pas exorbitante puisque certains matériaux proviennent d'une longue distance par rapport à la zone de projet.

VI.6.2. RECOMMANDATIONS.

Nous voulons donner quelques recommandations à l'endroit des bénéficiaires et gestionnaires du réseau :

- ✓ De faire un bon entretien régulier et adéquat du réseau, des ouvrages, installations et équipements afin d'assurer une alimentation en eau répondant aux normes requises.
- ✓ De faire la propreté à l'extérieur des réservoirs, nettoyer les compartiments d'entrées et de départ, graisser toutes les serrures, réparer les défauts observés s'ils sont capables ou de le signaler à l'échelon supérieur pour trouver la solution adéquate.
- ✓ Empêcher toutes les activités (cultures, pâturage,....) dans la zone de captage
- ✓ Aux techniciens de vérifier au fur du temps que le revêtement de la cuve répond aux critères suivants pour qu'il puisse préserver la qualité de l'eau stockée :
  - Etanche à l'eau ;
  - Faible rugosité ;
  - Faible porosité ;
  - Forte compacité ;
  - Résistance à lé abrasion ;
  - Entretien facile

Au Gouvernement par le biais de son département de l' AHR de tout faire pour respecter:

- ✓ La durée de vie utile des réservoirs car ces derniers sont exploités au delà de leur vie utile alors qu'ils ne répondent plus aux prescriptions pour les systèmes et les composants pour le stockage de l'eau potable.
- ✓ Le maintien en service de ces réservoirs implique leur remise aux normes avec, dans la limite du raisonnable :

- La remise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau stockée pour diminuer les phénomènes de condensations
- Le renouvellement de l'étanchéité extérieur avec mise en œuvre d'une maçonnerie drainante afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée
- La réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable
- Le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie
- La limitation de l'éclairage naturel car la lumière stimule la croissance des algues et mousses qui constituent un apport en matières organiques, sources nutritives pour la prolifération microbienne dans le réseau de distribution.
- De chercher d'autres sources dans cette commune et les aménager pour subvenir au besoin en eau potable de la population afin d'assurer le bien-être de cette dernière, ce qui est d'ailleurs le devoir de l'Etat vis-à-vis de son peuple.

En fin, je tiens à avouer qu'il s'agit d'un projet complexe car il relève des travaux dans différents domaines tels que : Génie Civil, analyses démographiques, test physico- chimique, etc.

Nous ne prétendons pas avoir épuisé le sujet, c'est pour quoi nous invitons d'autres chercheurs intéressés de mener d'autres études sur les volets non traités dans ce travail comme les études géotechniques pour les assises des réservoirs projetés. Que notre travail soit une référence aux autres chercheurs pour nous compléter.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I.OUVRAGES GENERAUX

1. **Cyrille GMELLA et H.GUERREE,** Distribution des eaux dans les agglomérations urbaines et rurales, Eyrolles-Paris 1980

2. **G. REMENIERIA,** Hydrologie de l'Ingénieur, Eyrolles-Paris 1980

3. **ANDRE DUPONT**, Hydraulique urbaine (Tome I et II) ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Eyrolles 1972

4. **François G. Brière,** Distribution et Collecte des eaux, Deuxième Edition, Ecole Polytechnique de Montréal, 2000

5. **ANDRE DUPONT**, Hydraulique urbaine, Hydrologie, Captage et traitement des eaux, Eyrolles 1981

6. **G. WANGER**, Approvisionnement en eau des zones rurales et des petites agglomérations, Genève 1961

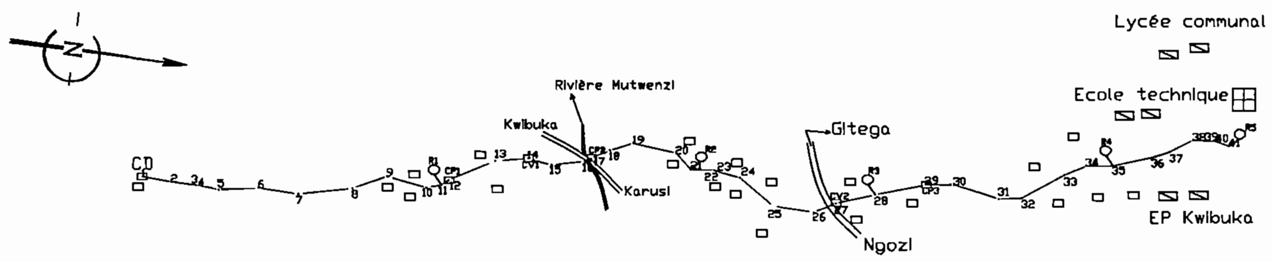
7. **A.LENCASTRE,** Manuel d'Hydraulique générale, Edition / Paris1980

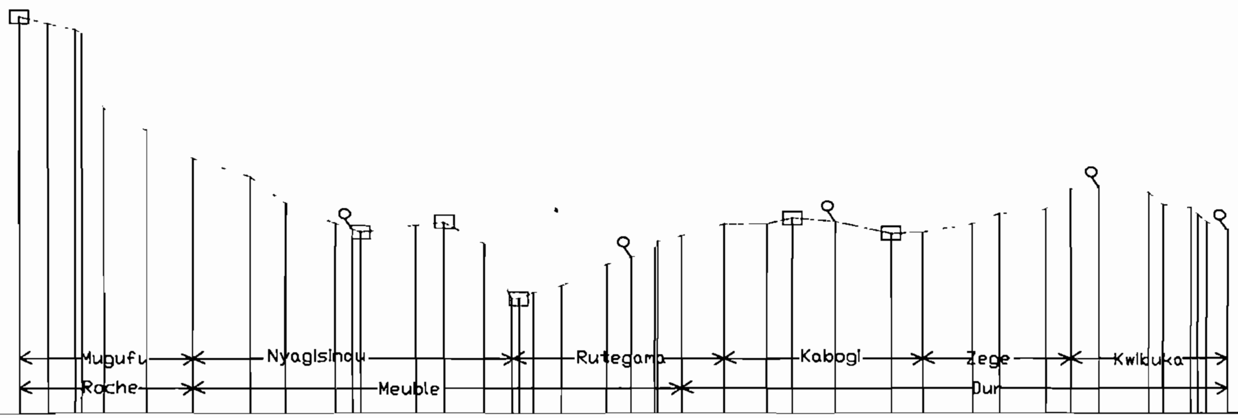
II.PROJETS DE FIN D'ETUDES

1. Projet d'AEP du quartier résidentiel et administratif de la ville de RUMONGE
2. Contribution sur l'amélioration du réseau d'AEP au centre ville de MUYINGA
3. Contribution a l'étude d'AEP du réseau GITARE-KABASHI, Comme NYAMURENZA
4. Projet d'AEP du quartier KIZINGWE
5. Projet d'AEP du réseau MWICO-GIKOTO, Commune KANYOSHA

III.NOTES DE COURS

1. **Dr. Ir Joseph NZEYIMANA :** Cours d'Alimentation en eau Potable ; Université du Burundi ,2014
2. **Ir&Msc William NIYONZIMA** : Cours de Planning, Contrôle des travaux et Estimation des coûts ; Université du Burundi, 2014
3. **Dipl.Ir. Richard NDUWIMANA** : Cours de Béton Arme I&II, Université du Burundi, 2013
4. **Dr. Ir. Henri NIYONGABO :** Cours d'assainissement Urbain, Université du Burundi, 2012





Plan de comparaison 1500

Numéro des points du profils	Distances partielles	Distances cumulées	Altitudes du terrain naturel	Ouvrages d'art
1	200.00	0.00	1780.00	CD
2	190.30	200.00	1775.00	
3	[illegible]	390.30	1771.00	
4	155.00	440.30	1768.00	
5	300.50	595.30	1715.00	
6	327.00	895.80	1700.00	
7	400.00	1222.80	1680.10	
8	250.00	1622.80	1667.10	
9	350.00	1872.80	1648.20	
10	120.00	2222.80	1634.20	
11	[illegible]	2342.80	1630.20	R1
12	390.00	2402.80	1628.10	CP1
13	198.10	2792.80	1633.00	
14	280.00	2990.90	1635.00	CV1
15	195.00	3270.90	1620.00	
16	[illegible]	3465.90	1581.00	
17	100.00	3515.90	[illegible]	CP2
18	200.00	3615.90	1585.00	
19	320.00	3815.90	1590.00	
20	171.00	4135.90	1605.10	
21	168.00	4306.90	1610.10	R2
22	[illegible]	4474.90	[illegible]	
23	170.00	[illegible]	[illegible]	
24	299.00	4664.90	1625.60	
25	300.00	4963.90	1633.60	
26	180.00	5263.90	1634.00	
27	300.00	5443.90	1638.00	CV2
28	400.00	5743.90	1635.50	R3
29	220.60	6143.90	1627.00	CP3
30	350.00	6364.50	1628.00	
31	190.00	6714.50	1634.00	
32	325.00	6904.50	1641.00	
33	178.00	7229.50	1644.00	
34	199.99	7407.50	1658.00	
35	350.01	7607.49	1659.39	R4
36	100.00	7957.50	1655.50	
37	200.00	8057.50	1647.00	
38	[illegible]	8257.50	1645.00	
39	[illegible]	[illegible]	[illegible]	
40	150.00	[illegible]	[illegible]	
41		8517.50	1629.00	R5

Diamètrs et longueurs des tuyaux: PVC 63mm (CD – R1); PVC 50mm (R1 – R3); PVC 40mm (R3 – R4); PVC 32mm (R4 – R5)

REPUPLIQUE DU BURUNDI

PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE KWIBUKA
Commune Gitega
Province GITEGA

source Gasoko — Débit: 1.5l/s

PROFIL EN LONG & PLAN DE SITUATION

ECHELLES: 1/2000 (vertical); 1/20 000 (horizontal)