

2017-01

Projet d'adduction d'eau potable de Murenguko-Nyarukere en commune Kiganda de la province Muramvya

Hagerimana, Viateur

UB, ITS

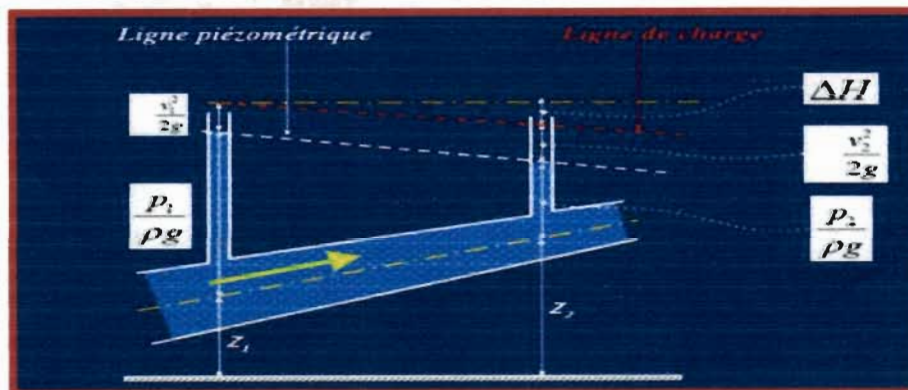
<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2287>

Téléchargé depuis le dépôt institutionnel officiel de l'Université du Burundi

UNIVERSITE DU BURUNDI



INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET URBANISME



PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE MURENGUKO-
NYARUKERE EN COMMUNE KIGANDA DE LA PROVINCE MURAMVYA

PAR: HAGERIMANA Viateur et NZISABIRA Oscar

Sous la Direction de :

Ir&Msc NIYONZIMA William

Projet de fin d'études présenté et défendu
publiquement dans le but d'obtenir un
diplôme d'Ingénieur industriel en
Aménagement et Urbanisme

BUJUMBURA, Janvier 2017

DEDICACE

A Dieu Tout Puissant ;

A mon regretté père ;

A ma mère ;

A mes sœurs et frères ;

A mes Tantes et Oncles ;

A mon confrère NZISABIRA Oscar

A tous ceux qui me sont chers.

HAGERIMANA Viateur

A Dieu Tout Puissant ;

A mon regretté père ;

A ma mère ;

A mes sœurs et frères ;

A mes Tantes et Oncles ;

A mon confrère HAGERIMANA Viateur

A tous ceux qui me sont chers.

NZISABIRA Oscar

Nous dédions ce travail !

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous éprouvons un grand plaisir et un agréable devoir d'exprimer publiquement nos gratitudee à toute personne qui, de près ou de loin aurait contribué à son élaboration.

Nos vifs remerciements sont adressés à Monsieur *l'Ingénieur et Maître des Sciences* NIYONZIMA William, Directeur de ce travail, qui, malgré ses multiples occupations professionnelles, n'a ménagé aucun effort pour la réalisation de ce dernier. Qu'il trouve ici, la satisfaction de ces efforts.

Nos sincères remerciements sont adressés aussi à nos parents qui, sans eux, nous ne serions pas qui nous sommes aujourd'hui et à tous ceux qui nous ont soutenus tant moralement que matériellement au cours de notre vie estudiantine.

Nos remerciements vont aussi à l'endroit des enseignants qui ont guidé nos premières et hésitantes marches depuis l'école primaire et surtout aux professeurs de la FSA/ITS plus particulièrement ceux du département d'Aménagement et Urbanisme de l'ITS. Qu'ils trouvent ici l'expression du couronnement de leurs efforts pour la formation qu'ils nous ont dispensée.

Nous adressons également nos sincères remerciements au Personnel de la AHAMR pour les informations combien enrichissantes qu'ils nous ont fournies.

Enfin, à toute la communauté de l'Université du Burundi, spécialement à celle du Campus KIRIRI, tous nos amis et connaissances qui nous ont aidés tout le long de nos études, nous leur adressons nos sincères remerciements.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

AEP	: adduction en eau potable
CD	: chambre de départ
CP	: chambre de purge
CV	: chambre de ventouse
FF	: forfaitaire
ISTEEBU	: Institut des Statistiques et des Etudes Economiques du Burundi
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
Ph	: Potentiel d'Hydrogène
PVC	: Polychlorure de Vinyle
R	: Réservoir
AHAMR	: Agence de l'Hydraulique et d'Assainissement en milieu Rural
FSA/ITS	: Faculté des Sciences Appliqués/ Institut Technique Supérieur
CVS	: Chambre de vanne et sectionnement

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1 : Description physique de la zone du projet</i>	2
<i>Figure 2 : Cycle de l'eau</i>	5
<i>Figure 3 : Schéma de principe adopté pour le captage</i>	6
<i>Figure 4: Localisation de la zone du projet</i>	7
<i>Figure 5: vue ne plan et coupe schéma type de la chambre</i>	11
<i>Figure 6: Vue en plan et coupe d'une chambre de purge</i>	12
<i>Figure 7: Vue en plan et coupe de chambre de vanne pour réservoir et pour borne fontaine</i>	13
<i>Figure 8: Schéma d'une borne fontaine</i>	14
<i>Figure 9: courbe de consommation et de production</i>	20
<i>Figure 10 : Schéma de fonctionnement sommaire du réseau</i>	21
<i>Figure 11 : Schéma d'un réseau ramifié</i>	24
<i>Figure 12. Illustration schématique du théorème de Bernoulli</i>	28
<i>Figure 13 : schéma de fonctionnement du réseau</i>	30
<i>Figure 14: vue en plan et coupe du réservoir de 5m³</i>	35
<i>Figure 15: vue en plan et coupe du réservoir de 15m³</i>	37
<i>Figure 16 : schéma de positionnement de la conduite</i>	40
<i>Figure 17 : Diagramme de GANTT</i>	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.Récapitulatif des bénéficiaires.....	15
Tableau 2: Recensement de 1990 et de 2008 de la commune KIGANDA	16
Tableau 3:La population bénéficiaire du projet à l'horizon de planification.....	17
Tableau 4.Normes de consommation en eau potable	17
Tableau 5 : Calcul des besoins en eau potable du réseau	18
Tableau 6 : Calcul des besoins en eau utilisés pour dimensionnement	18
Tableau 7.Coefficients horaires en milieu rural fournis par la REGISIDO	20
Tableau 8 : Affectation des débits dans des différents réservoirs.....	21
Tableau 9: La capacité du R de la colline KIDASHA.....	22
Tableau 10 : la capacité du R de la colline MURENGUKO.....	22
Tableau 11 : la capacité du R de la colline NYARUKERE	22
Tableau 12 : la capacité du R de la colline Ecofo MURENGUKO et Eglise protestante MURENGUKO.....	23
Tableau 13 : la capacité du R de la colline Ecofo NYARUKERE	23
Tableau 14 : Récapitulatif de la capacité des réservoirs.....	23
Tableau 15 : Les calculs hydrauliques.....	29
Tableau 16: Dimensions des réservoirs du projet.....	33
Tableau 17: Dimensionnement de la dalle de la couverture(R 5m ³)	33
Tableau 18: Dimensionnement du radier(R 5m ³)	34
Tableau 19: Dimensionnement de la dalle de la couverture (R 15m ³).....	35
Tableau 20: Dimensionnement du radier (R 15m ³).....	36
Tableau 21 : Devis quantitatif pour le captage.....	41
Tableau 22 : Devis quantitatif pour la canalisation	41
Tableau 23 : Devis quantitatif des chambres CP(02)	42
Tableau 24: Devis quantitatif pour CD, CV et CVS.....	43
Tableau 25 : Devis quantitatif(BF)	43
Tableau 26 : Devis quantitatif des réservoirs (R : 5m ³).....	44
Tableau 27 : Devis quantitatif des réservoirs (R : 15m ³).....	44
Tableau 28 : Devis quantitatif de la CVS pour BF	45
Tableau 29: Devis estimatif des fournitures (tuyaux, captage, CD, CP, CVS et BF)	46
Tableau 30 : Devis estimatif des fournitures (CVS pour BF et R (5m ³ , 15m ³).....	47
Tableau 31 : Devis estimatif des travaux (et fournitures)	48
Tableau 32: planning des taches	50

RESUME

Le présent projet de fin d'études qui est : **PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE MURENGUKO- NYARUKERE EN COMMUNE KIGANDA DE LA PROVINCE MURAMVYA** est centré sur le problème et le remède de la carence d'eau potable pour une partie de la population des collines KIDASHA ; MURENGUKO et NYARUKERE.

Nous nous sommes efforcés de faire le possible pour procurer de l'eau potable à cette localité, nous nous sommes intéressés à la quantité d'eau à produire, le mode de transport, le lieu de stockage et le système de distribution afin de mettre l'eau à la disposition des bénéficiaires. Pour le faire, nous avons commencé à délimiter la zone du projet composée par les collines ci- haut citées ainsi que les équipements qui s'y trouvent.

Ensuite ; nous avons déterminé les besoins pour satisfaire la zone délimitée qui est de 0.769 l/s et nous avons cherché les ressources qui peuvent compenser ces besoins où nous avons utilisé la source naturelle Nyagisumo qui a un débit de 1.5 l/s.

Et puis ; Nous avons effectué le schéma sommaire du réseau pour faire les calculs hydrauliques dans le but de déterminer les caractéristiques des tuyaux afin que l'eau arrive à la destination ; d'où nous avons trouvé comme tuyaux PVC : 50, 40 et 20 mm avec comme PN de 10 et 16 bars. Nous avons effectué aussi le schéma de fonction du réseau qui permettra de mettre sur terrain le projet.

Nous avons déterminé aussi le coût global du projet qui est de : Nous disons cent quarante-sept millions, trois cent cinquante – quatre milles, cinq cent vingt-six de Francs Burundais (147 354 526 Fr bu).

Etant donné que la population de notre pays comme celle du monde entier s'accroît chaque année, et que cette dernière est pauvre, nous avons proposé des recommandations :

- Il faut que le gouvernement cherche le fond pour la réalisation de ce projet
- Au cas où le projet sera réalisé, il faudra former et engager un personnel local qui pourra suivre et veiller à l'entretien du réseau ;
- Il faudra sensibiliser les abonnés à la prise de conscience sur la bonne gestion de l'infrastructure ;
- L'entretien du réseau doit être la priorité des usagers ; il faudra donc que ces derniers doivent contribuer au bon fonctionnement de cette activité.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	iii
LISTE DES FIGURES.....	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	v
RÉSUMÉ.....	vi
TABLE DES MATIERES	vii
CHAPITRE I: INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.1. Répartition de l'eau sur le globe	1
I.2. Présentation du sujet	1
I.3. Motivation du choix du sujet	1
I.4. Description physique de la zone du projet.....	1
I.5. Qualité de l'eau potable selon l'OMS.....	3
I.6. Situation actuelle de l'AEP en province MURAMVYA et en commune KIGANDA.....	3
CHAPITRE II: LES PRINCIPALES SOURCES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE.....	4
II.1. Introduction	4
II.2. Cycle de l'eau	4
II.3. Captage des eaux des sources	5
II.4. Choix de la source d'alimentation de la zone.....	7
CHAPITRE III: ECOULEMENT GRAVITAIRE.....	8
III.1. Système d'alimentation	8
III.2. Adduction gravitaire.....	8
III.3. Ouvrages d'art et de captage	8
III.3.1. Les ouvrages de captage de la source.....	8
III.3.2. Les étapes d'aménagement du captage	9
III.4. Les ouvrages de transport.....	9
III.5. Les Ouvrages de captage et de distribution.....	9
III.5.1. Chambre de captage	9
III.5.2. Chambre de départ	9
III.5.3. Chambre de brise de charge	11

III.5.4. Chambre de purge	11
III.5.5. Chambre de ventouse.....	13
III.5.6. Chambre de vanne et de sectionnement et Chambre de vanne pour borne fontaine.....	13
III.5.7. Bornes fontaines.....	14
III.5.8: Les rampes	14
III.5.9. Robinets.....	14
CHAPITRE IV: EVALUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE SUSCEPTIBLE D'ALIMENTER LA ZONE.....	15
IV.1. Introduction.....	15
IV.2. Estimation des bénéficiaires à l'horizon de planification.	15
IV. 2.1. Besoins à l'horizon de planification.....	15
IV.2.2 Calcul du taux de croissance annuelle	16
IV.2.3 Production de pointe	16
IV.2.4 Pertes d'eau	16
IV.3. Evaluation quantitative des besoins en eau et consommation	17
IV.3.1. Généralités	17
IV.3.2. La variation de la consommation	18
IV.4. Capacité des réservoirs.....	18
IV .4.1. Introduction.....	18
IV.4.2. Capacité du réservoir	19
IV.4.3. Calculs proprement dit de la capacité des réservoirs	20
IV .5. calcul de la capacité des réservoirs	22
CHAPITRE V: CALCULS HYDRAULIQUES ET SCHEMA DE FONCTIONNEMENT	24
V.1. Les différents types de réseaux d'alimentation	24
V.2. Dimensionnement hydraulique du réseau de distribution	25
V.2. 1. Les pertes de charge linéaires.....	25
V.2. 2. Les pertes de charges singulières	27
V.2. 3. Calculs hydrauliques proprement dits	28
CHAPITRE VI. DIMENSION DES OUVRAGES DE STOCKAGE ET DE REGULATION.....	31
VI.1. Ouvrage de stockage	31
VI.2. Dimensionnement des réservoirs du projet.....	31
VI.3. Dimensions des réservoirs	33

VI.3. 1.Réservoirs de 5m ³	33
VI.3.2. Réservoirs de 15m ³	35
CHAPITRE VII : EVALUATION DU COUT GLOBAL DU PROJET	38
VII.1.Introduction.....	38
VII.2.Mètre des travaux de canalisation.....	38
VII.3 Pose des tuyaux de captage.....	38
VII.3.1 Le terrassement en déblai	38
VII.3.2 Le remblayage	38
VII.3.3 Les chambres de vannes, ventouses et purges	38
VII.4.Les réservoirs.....	39
VII.5.Détermination du devis quantitatif	40
VII.5.1 Devis estimatif des fournitures	46
VII.5.2.Devis estimatif des travaux.....	48
VII.6. Planning des activités	50
CHAPITRE VIII. CONCLUSION GENERALE.....	52
VIII.1 Introduction	52
VIII.2.Recommandations	52
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	53
ANNEXES	54

CHAPITRE I: INTRODUCTION GENERALE

I.1. Répartition de l'eau sur le globe

Le monde est occupé en sa surface par une plus grande partie de l'eau qui est utile à la vie des êtres vivants .L'eau potable ne représente qu'une infime partie de cette étendue .D'après les statistiques les plus récentes ; le centre national Hydrauliques des Etats –Unis a montré que sur le globe terrestre, il y a au total 1.350.984.600 Km³ .L'eau insalubre représente 97,47% soit au totale 1.350.955.400 km³ .L'eau douce ne représente que 2,53% soit 35.029.200 km³ .

I.2. Présentation du sujet

Notre travail concerne l'étude d'AEP dans la commune KIGANDA, dimensionnement des ouvrages et évaluation du coût global du projet. Ainsi, on utilisera des données de base telle que : la zone de projet, plan de situation, la population à desservir fournie par l'ISTEEBU (recensement générale de population) ; le débit d'étiage mesuré à la source ainsi que les éléments des levés topographiques du réseau à étudier.

I.3. Motivation du choix du sujet

Le choix du sujet n'est pas le fruit du hasard. Nous avons voulu rendre accessible à l'eau potable la majeure partie de la population rurale (Commune KIGANDA) car les sources sont disponibles et l'accès à l'eau potable améliorerait sensiblement la vie de tous les bénéficiaires de la localité. Comme on dit que l'eau est vitale, le manque d'eau implique le manque d'hygiène, par conséquent, il y a naissance des maladies épidémiques due au manque de propreté, entre autre (La dysenterie bacillaire, le choléra, les maladies intestinales...).

I.4. Description physique de la zone du projet

La commune KIGANDA est l'une des cinq communes de la province MURAMVYA. Elle a une superficie estimée à 111, 6 km² soit 16,03% de la superficie de la province (695,9 km²) et 0,40% de la superficie du pays (27 834 km²).

Elle est limitée au Nord par la commune MBUYE, au Sud par la commune RUSAKA et NDAVA, à l'Est par la commune RUTEGAMA et à l'Ouest par la commune MURAMVYA.

La carte suivante nous montre la description physique de la zone du projet :

I.5. Qualité de l'eau potable selon l'OMS

Actuellement, le jugement de la qualité de l'eau de boisson par la REGIDESO se fait sur base de recommandations de l'OMS car le Burundi n'a pas encore établi les normes nationales relatives à la potabilité de l'eau.

Soulignons également que la qualité d'une eau potable requise et favorable à la santé doit aussi être évoquée sous différents aspects, à savoir :

- ✓ aspect bactériologique (absence de germes pathogènes) ;
- ✓ aspect physique (sa turbidité, sa couleur, son odeur, sa température, les matières en suspension,...)
- ✓ aspect chimique (sa valeur de pH, sa teneur en éléments et composés chimiques : carbone, fer, manganèse,...).

I.6. Situation actuelle de l'AEP en province MURAMVYA et en commune KIGANDA

D'après l'inventaire national en eau et assainissement en 2012 par le Ministère de l'Energie et des Mines (MEM), La province de MURAMVYA a le taux de couverture de 76% et le taux d'utilisation est de 51%.

CHAPITRE II: LES PRINCIPALES SOURCES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

II.1.Introduction

Selon la condition géologique, un sol peut retenir de plus ou moins grandes quantités d'eau. Une fraction de cette eau alimente les sources .Celles-ci peuvent fournir, dans des cas favorables une eau potable répondant aux exigences de l'hygiène. La constitution de la Source est l'exutoire de la nappe ou du gisement, son débit varie selon la nature du terrain dans lequel l'eau circule .Le débit d'une source peut être constant, moyennement variable, ou très variable.

- Eaux de pluies ;
- Eaux souterraines ;
- Eaux de surfaces.

Les eaux de source provenant de roches calcaires fracturées ou d'autres assises Fissurées, ne sont souvent pas de bonne qualité.

II.2.Cycle de l'eau

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 glaciers .Le soleil favorise l'évaporation de l'eau .L'énergie thermique est un facteur chargé du mouvement de l'eau dans la nature. Cette énergie solaire réchauffe l'eau de surface, c'est-à-dire l'eau des rivières, des fleuves, des lacs, des mers et provoque l'évaporation. Les nuages subissent la condensation et tombent sous forme de la précipitation .Le cycle recommence.

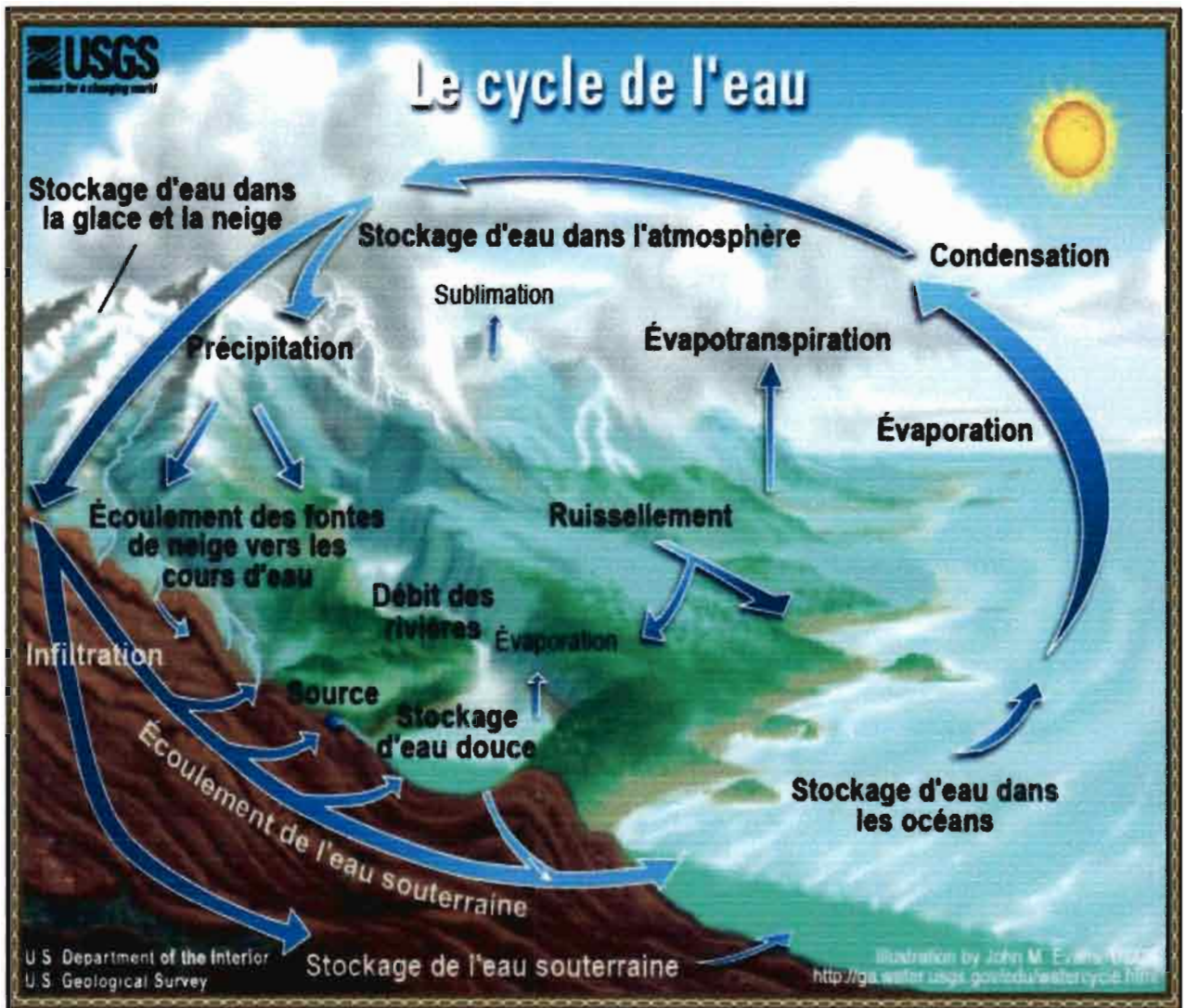


Figure 2 : Cycle de l'eau

II.3. Captage des eaux des sources

Le captage c'est l'opération qui consiste à collecter les filets d'eau dans un ouvrage approprié (drain par exemple) qui, à son tour, amènera l'eau recueillie vers un réservoir visitable sur lequel est branchée une conduite d'alimentation.

En réalité, il est impossible de formuler des règles générales sur le captage des sources du fait qu'il existe plusieurs types de sources et chacune d'elles constitue un cas spécial concernant son mode de captage. Par ailleurs, le captage doit être réalisé de façon que l'eau de la source soit protégée de toutes les saletés et contaminations la rendant ainsi impropre. L'eau souterraine est considérée comme une source d'eau potable pour l'alimentation car en s'infiltrant dans le sous-sol, elle traverse de nombreuses couches du sol lui permettant ainsi un traitement de filtration naturelle.

Voici le schéma de principe de captage d'une source :

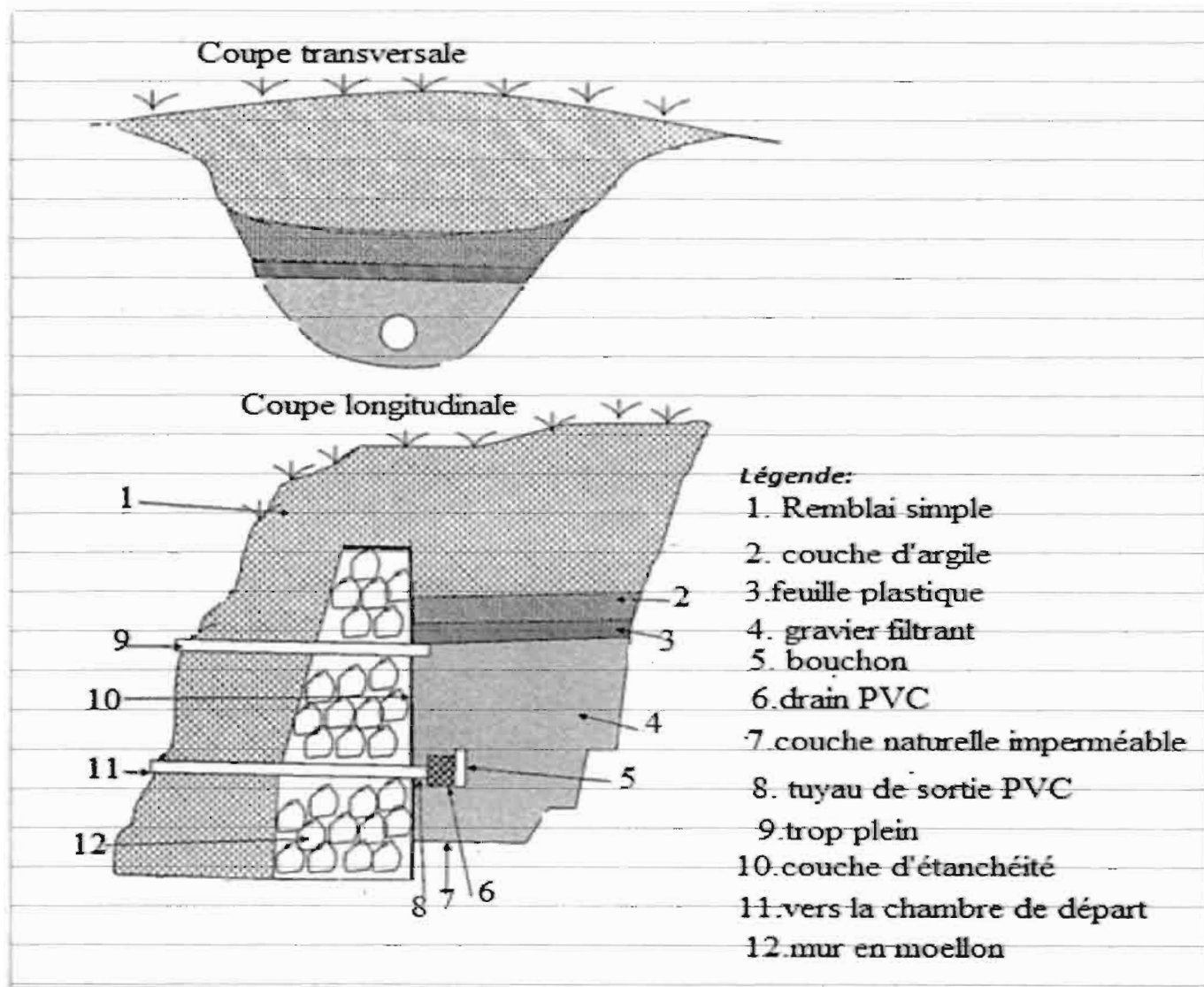


Figure 3 : Schéma de principe adopté pour le captage

II.4.Choix de la source d'alimentation de la zone

Le choix de la source d'A.E.P dépend de la qualité et la quantité de cette source. L'agence hydraulique propose le captage de la source NYAGISUMO I qui débite un débit de 1,5l/s .Notre projet s'étend sur 8.490 km du réseau KIDASHA, MURENGUKO et NYARUKERE.

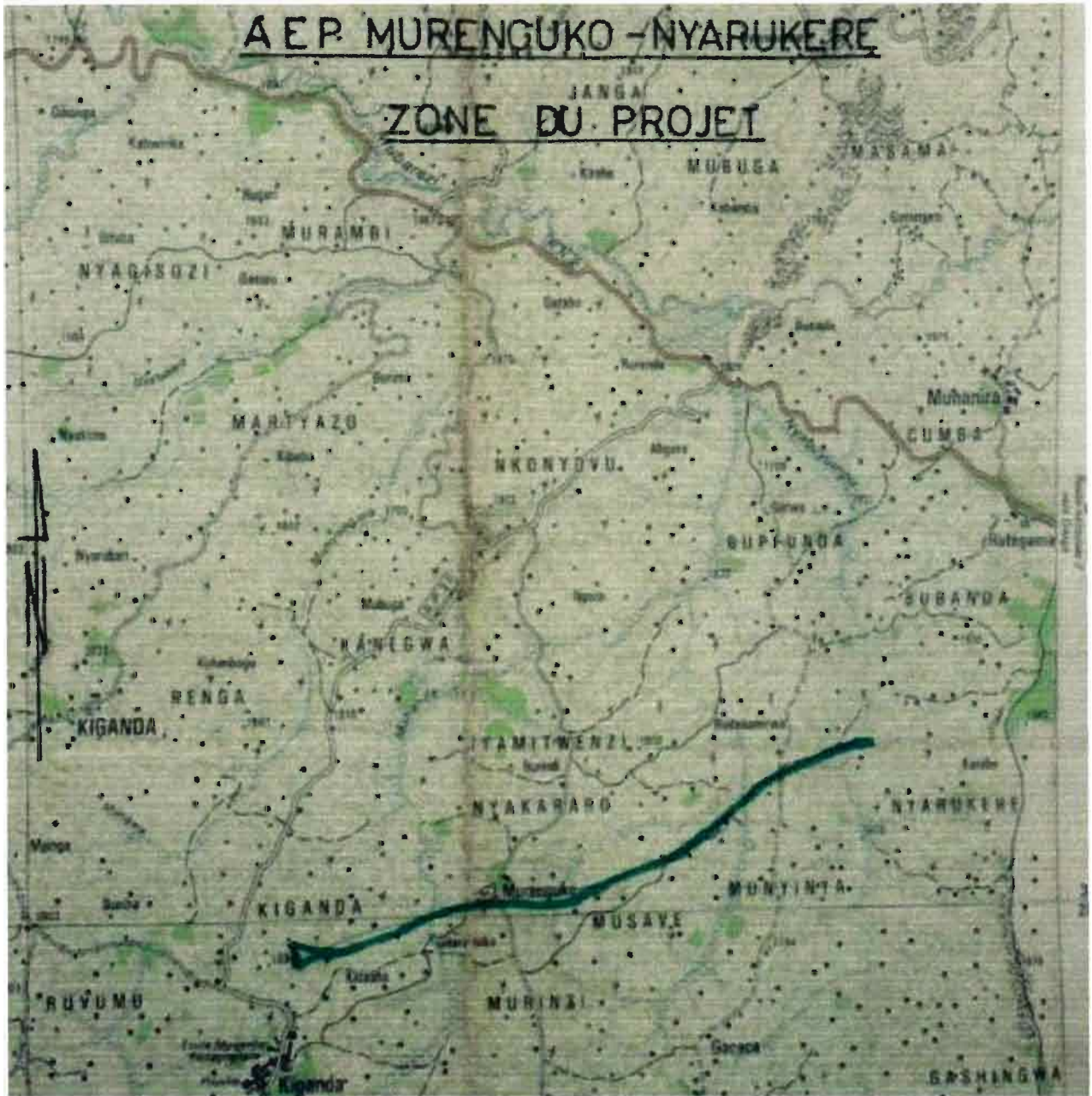


Figure 4: Localisation de la zone du projet

CHAPITRE III: ECOULEMENT GRAVITAIRE

III.1. Système d'alimentation

Les modes d'exploitation de l'eau ont évolué au cours du temps. Initialement, l'adduction gravitaire était privilégiée, et reposait sur le captage direct de sources situées à une altitude supérieure aux zones d'alimentation, ou sur des systèmes de tranchées ou de galeries drainants des nappes superficielles (éboulis, alluvions). Les puits assuraient surtout une production locale, à l'aide de pompes aspirantes de surface.

Le développement des méthodes de forage et des dispositifs de pompage a ensuite permis de puiser dans des nappes toujours plus profondes et d'accéder à des structures hydrogéologiques plus complexes.

III.2. Adduction gravitaire

La nature des terrains à travers lesquels l'eau passe influence beaucoup sur la variation du débit de la source.

Plusieurs paramètres de la source à savoir la perméabilité du terrain, la porosité des grains constituant le sol et le degré de rétention de l'eau présentent une grande influence sur le débit de sortie de l'eau de la source.

Après avoir analysé les caractéristiques de notre source de captage (avec une altitude de 1900 m en amont et 1810 m en aval), nous avons conclu que :

- Le débit est de 1,5l/s et il est constant ;
- L'alimentation sera totalement gravitaire.

Par alimentation gravitaire : Le point de captage de la source est situé à une altitude supérieure à celle de la zone d'alimentation c'est -à-dire que l'eau Coule librement sans intervention d'une pompe.

Avantages de l'adduction gravitaire

Le système d'écoulement gravitaire est un système qui présente de nombreux avantages dans son domaine d'application. Parmi ses avantages, nous pouvons citer :

- il est le moins cher ;
- son exécution est moins complexe et moins exigeante ;
- le débit est continu ;
- son entretien est minimum.

III.3. Ouvrages d'art et de captage

III.3.1. Les ouvrages de captage de la source

La source NYAGISUMO I est une source d'émergence (source prenant naissance au point de rencontre de l'écoulement avec la surface topographique) sortant d'une roche couvert épais. Cette source se trouve dans la vallée de YAGISUMO avec un débit de 1,5l/s.

Nous proposons de construire une chambre comprenant une couche d'argile pour l'étanchéité, une couche de gravier pour filtrer l'eau, une crépine en PVC perforé pour éviter l'introduction des particules solides dans les conduites. Il y a aussi une chambre de départ compartimentée pour décanter les particules fines (sable, boue) et qui alimentera une borne fontaine pour desservir les usages de la source.

III.3.2. Les étapes d'aménagement du captage

Les étapes d'aménagement du captage dépendent de beaucoup de facteurs. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer :

- la nature du terrain ;
- le type de source ;
- la disponibilité des matériaux.

III.4. Les ouvrages de transport

Les conduites couramment utilisés sont :

- les tuyaux en fonte ;
- les tuyaux en acier galvanisé ;
- les tuyaux en plastique ;
- les tuyaux en béton armé ;
- les tuyaux en béton ;
- les tuyaux en amiante-ciment.

Aujourd'hui, les tuyaux en plastiques sont les plus employés auprès des utilisateurs en alimentation rurale qu'urbaine.

III.5. Les Ouvrages de captage et de distribution

III.5.1. Chambre de captage

La chambre de captage est un ouvrage qui consiste à collecter toutes les émergences d'une source pour les conduire dans un ouvrage visitable appelé collectrice dans le cas de plusieurs sources ou dans une chambre de départ dans le cas d'une seule source.

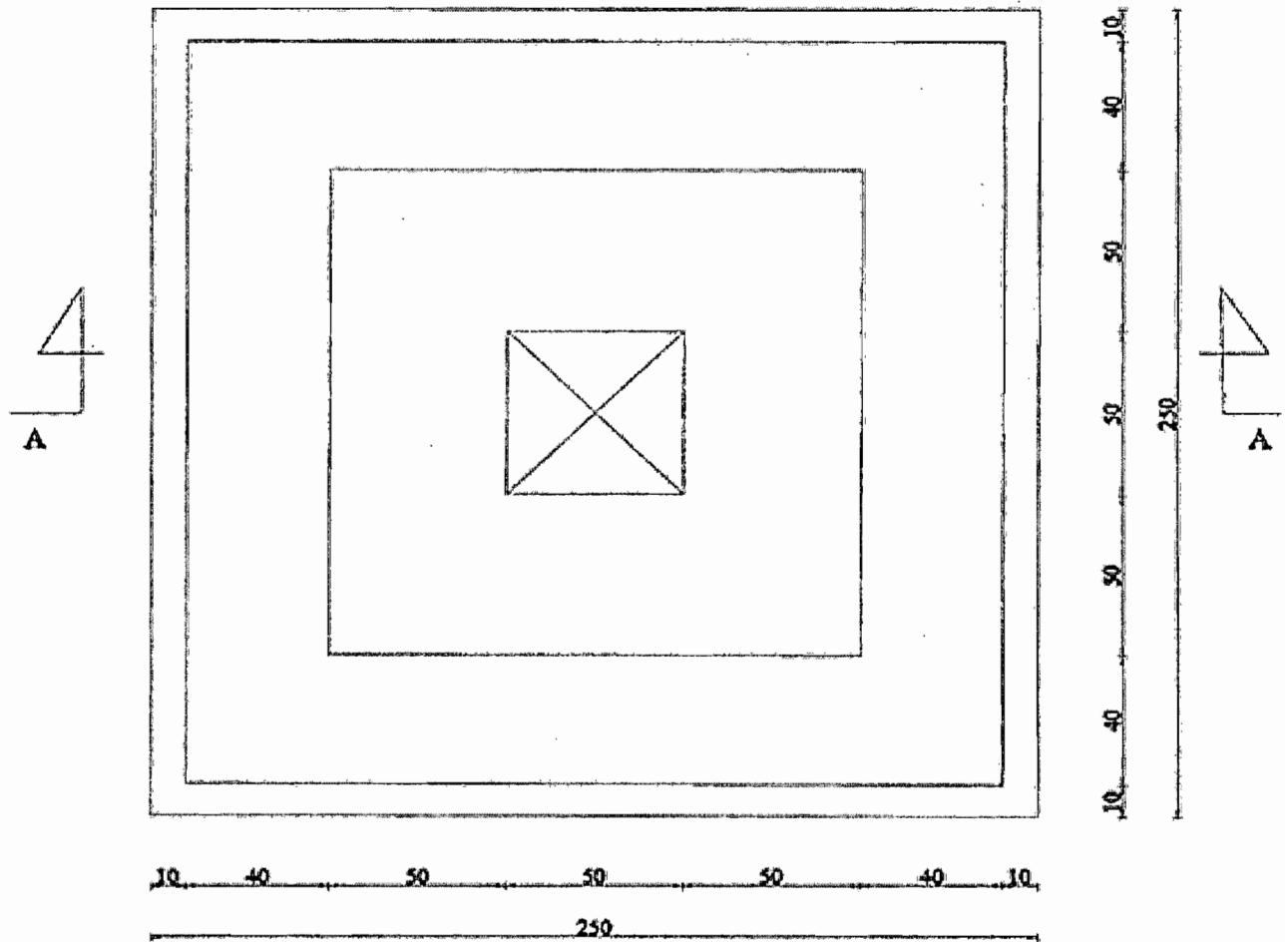
III.5.2. Chambre de départ

La chambre de départ est un ouvrage qui suit directement le captage ; construit souvent en moellons, il est destiné à collecter l'eau de la source avant de passer dans le réseau.

Cette chambre 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.

Schéma type de la chambre

VUE EN PLAN



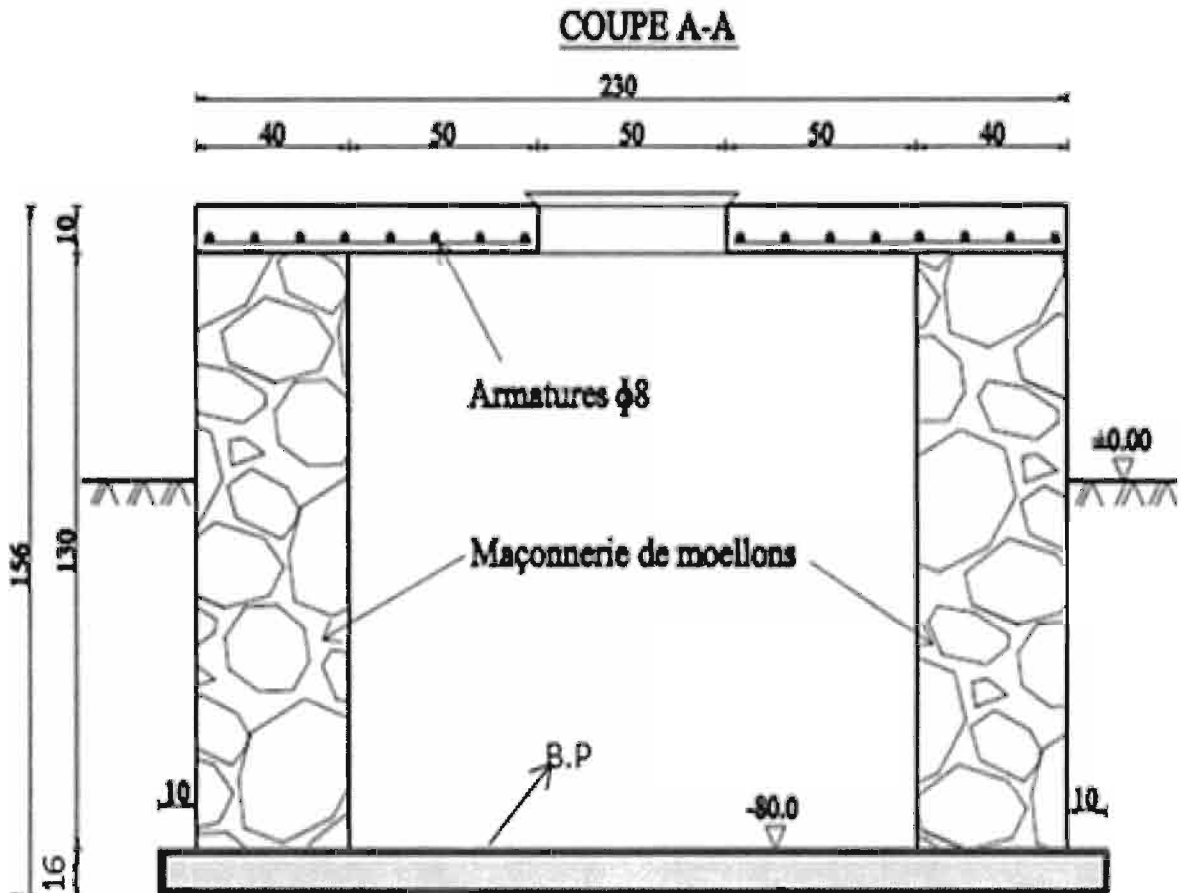


Figure 5: vue ne plan et coupe schéma type de la chambre

NB. La chambre de départ, de ventouses, de vanne et de sectionnement et la chambre de brise charge sont des dimensions égales dont les dimensions sont ci-haut mentionnées.

III.5.3. Chambre de brise charge

Le rôle de la chambre d'équilibre sera d'égaliser les pressions lorsque les eaux proviennent de deux sources situées à des altitudes différentes. La chambre de brise charge sert à limiter la pression de service dans les tuyaux.

III.5.4. Chambre de purge

La chambre de purge est un ouvrage situé aux différents points bas du réseau pour faciliter l'élimination des dépôts solides contenus dans les conduites d'eau.

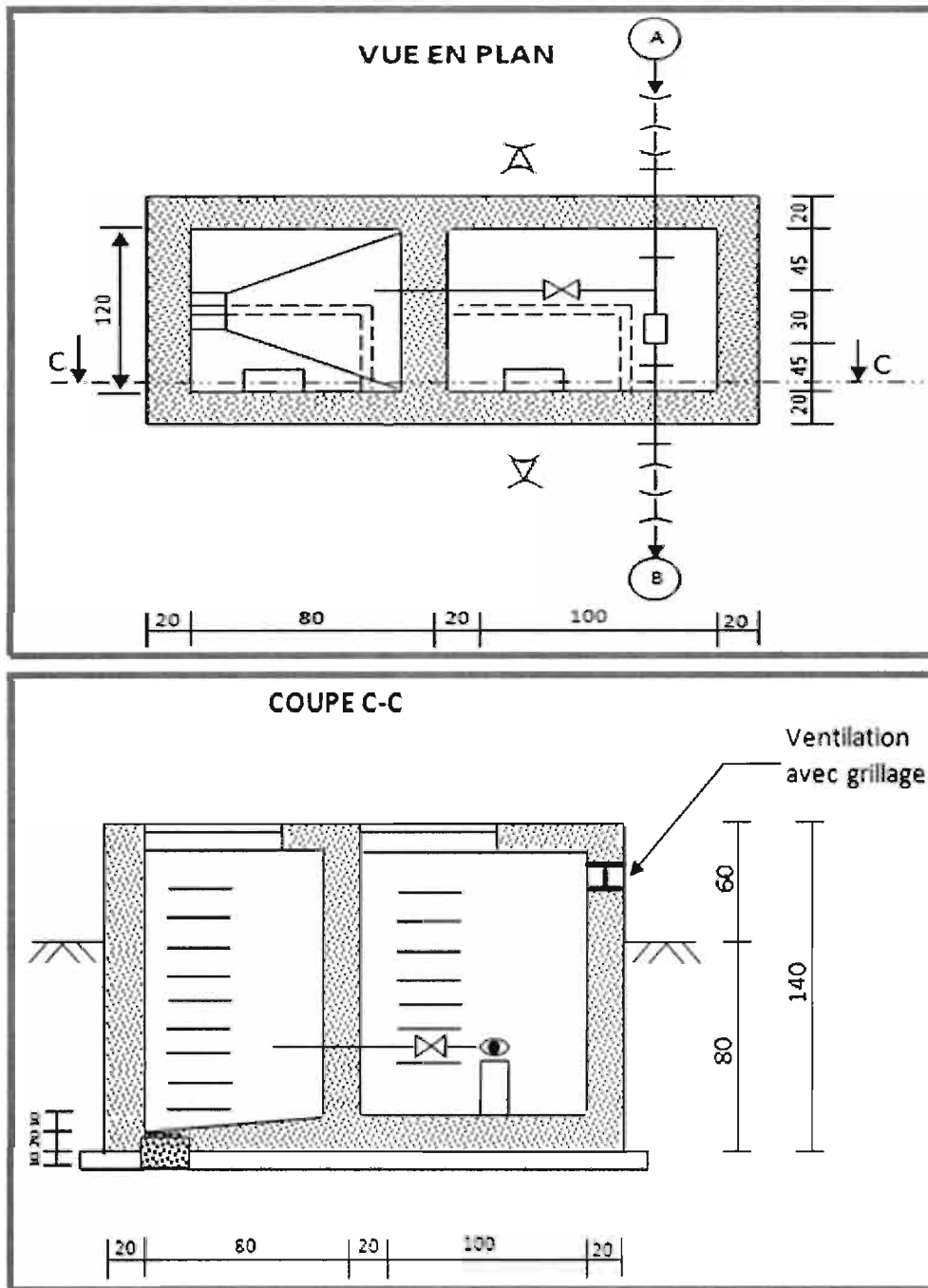


Figure 6: Vue en plan et coupe d'une chambre de purge

III.5.5.Chambre de ventouse

C'est un ouvrage appelé aussi « purge d'air ». Il est construit aux différents points hauts du réseau pour l'élimination de l'air contenu dans les conduites.

III.5.6.Chambre de vanne et de sectionnement et Chambre de vanne pour borne fontaine

La chambre de vanne et de sectionnement appelée aussi « chambre de répartition », c'est un ouvrage qui permet de répartir le débit dans les différents branchements du réseau.

Ce sont des ouvrages conçus pour des rôles variés.

On en distingue :

- la vanne de sectionnement pour la répartition du débit dans les différents branchements du réseau ;
- la vanne glissière pour régler le débit, appelée aussi vanne de régulation ;
- la vanne à bille permettant l'ouverture et la fermeture seulement.

Voilà la vue en plan et la coupe de nos chambres de vannes pour réservoirs et robinets.

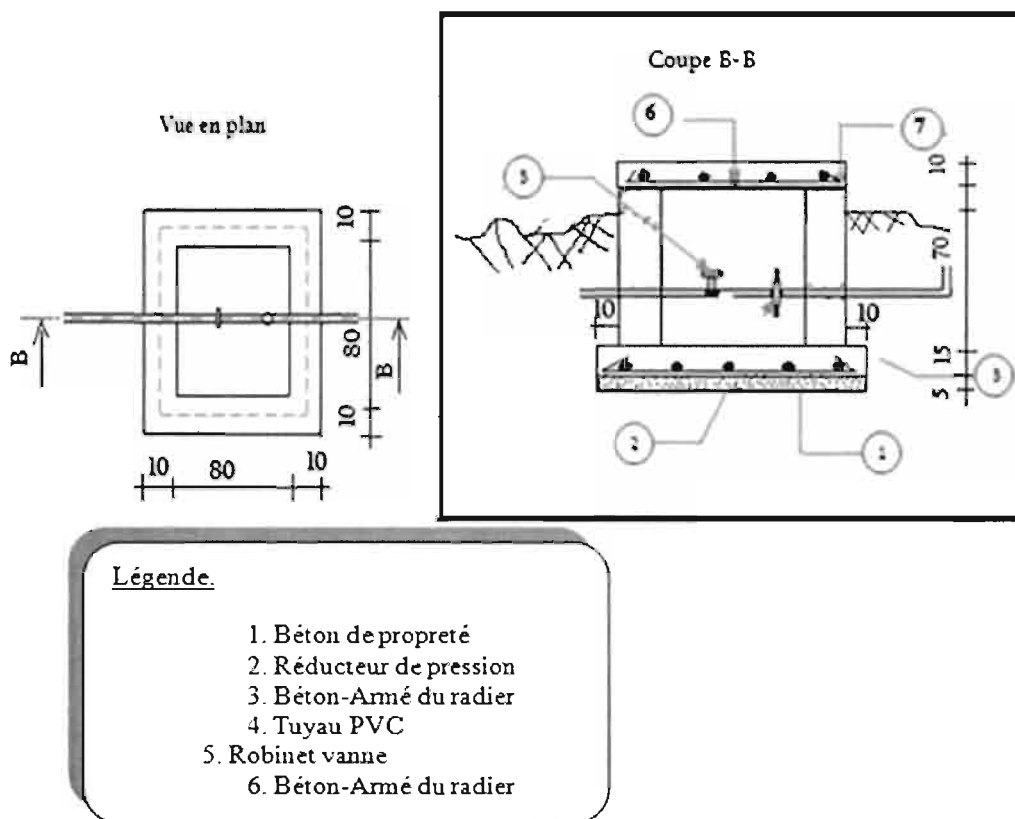


Figure 7: Vue en plan et coupe de chambre de vanne pour réservoir et pour borne fontaine

III.5.7. Bornes fontaines

Sur un réseau d'alimentation, il doit être connecté des bornes fontaines pour la population habitant le long de ce réseau. Ces bornes sont alimentées à partir des réservoirs d'accumulation construits tout près de ce réseau principal.

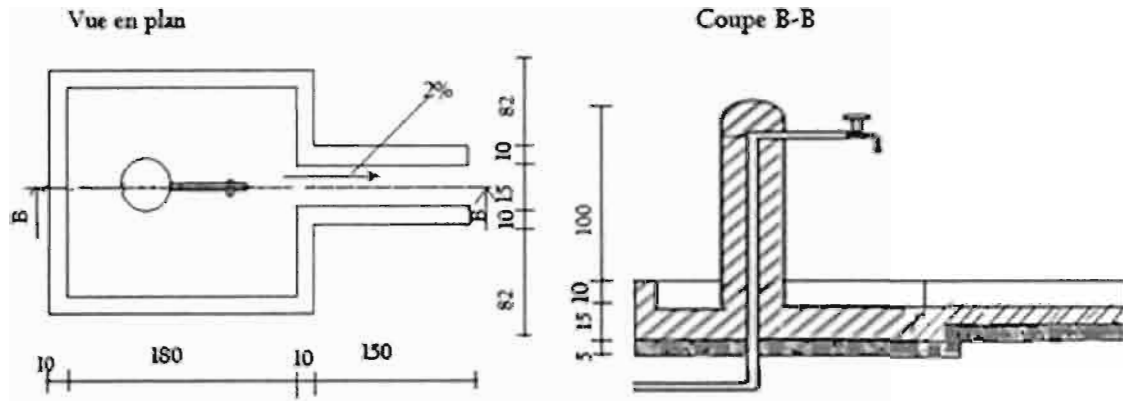


Figure 8: Schéma d'une borne fontaine

III.5.8: Les rampes

Les rampes ce sont des ouvrages composés d'un tuyau et des plusieurs robinets qui sont connectés sur le réseau principal d'alimentation par l'intermédiaire des réservoirs pour alimenter en eau les gens qui sont regroupés en grand nombre.

III.5.9. Robinets

Les robinets sont des appareils qui permettent d'arrêter ou de régler l'écoulement de l'eau. (C.Gomella et H.Guerrée 1980, 231).

Ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lente de sorte que leur manœuvre n'apporte généralement pas des perturbations sensibles dans le réseau. Ils servent aussi d'appareils de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles si la longueur de la conduite est importante.

Raccords

Les raccords ont pour rôle de :

- Changement de direction ;
- Prise ou emboîtement (Té) ;
- Diminution ou augmentation de diamètre (cône de réduction).

CHAPITRE IV: EVALUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE SUSCEPTIBLE D'ALIMENTER LA ZONE

IV.1.Introduction

Le chapitre a pour objet de déterminer les besoins en eau maximum nécessaire que la population aura besoin au cours de toute la durée du projet projetée pour notre cas en l'an 20 ans. D'une façon générale, les besoins en eau potable seront en fonction du bénéficiaire ou utilisateur dont les normes sont beaucoup plus détaillées dans les paragraphes qui parle « normes de consommation » établie par l'OMS. Les bénéficière de ce projet sont : la population collinaire des collines KIDASHA, MURENGUKO, NYARUKERE et ECOFO MURENGUKO, ECOFO NYARUKERE et l'Eglise protestante MURENGUKO

Après avoir effectué une visite sur terrain tout le long du réseau et en se basant sur des données démographiques fournies par l'Agence de l'Hydraulique et d'Assainissement en Milieu Rurale (AHAMR) qui a fait les levées topographique.

En effet, pour évaluer le nombre d'habitants, nous avons estimé que chaque ménage compte 8 personnes. La population évaluée sur les collines et sous-collines du secteur d'adduction est répartie comme nous le montre le tableau ci-dessous :

Tableau 1.Récapitulatif des bénéficiaires

collines et sous-collines	ménages	effectif en 2016
KIDASHA	27	216
MURENGUKO	58	464
NYARUKERE	91	728
SOUS TOTAL	356	1408
Equipements		
ECOFO MURENGUKO		627
ECOFO NYARUKERE		588
Eglise protestante MURENGUKO		500
SOUS TOTAL		1715
TOTAL GENERAL		3123

IV.2.Estimation des bénéficiaires à l'horizon de planification.

IV. 2.1. Besoins à l'horizon de planification

L'horizon de planification est la durée de vie du réseau ici considérée égale à 20 ans. La projection de la population à desservir après 20 ans est donnée par la formule suivante :

$$Y_n = Y_0(1 + r)^n \quad (1)$$

OÙ:

- Y_0 = population actuelle ;
- Y_n = population après n années ;
- n = horizon de planification ;
- r = taux de croissance annuelle.

IV.2.2 Calcul du taux de croissance annuelle

Le taux de croissance annuelle se calcule à base des effectifs de la population après n années et la population antérieure comme nous montre la formule suivante :

$$r = \left(\frac{P_n}{P_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \quad (2)$$

Avec:

- r = taux de croissance annuelle ;
- P_n = population au bout de n années ;
- P_o = population initiale ;
- n = intervalle de temps.

IV.2.3 Production de pointe

La production de pointe est calculée en comparaison de celle des villes du Burundi jusqu'ici connue, en tenant compte des activités quotidiennes.

On peut facilement estimer le facteur de production de pointe pour ces collines à 15%.

$$Q_{j;\max} = Q_{j;\text{moy}}(1 + c) \quad (3)$$

Avec:

- $Q_{j;\max}$ = production de pointe ;
- $Q_{j;\text{moy}}$ = production moyenne journalière ;
- C = facteur de production de pointe.

IV.2.4 Pertes d'eau

Dans les milieux ruraux, le volume des pertes d'eau peut représenter couramment 20%-40% de la quantité consommée.

Pour notre cas considérons une perte de 20%.

On peut utiliser la formule suivant pour calculer ces pertes.

$$\text{Pertes} = Q_{j;\text{moy}} \left(\frac{1}{1-\delta} - 1 \right) \quad (4)$$

Avec:

$Q_{j;\text{moy}}$: besoins moyen journalière d'eau

Avec le besoins total en eau de :

$$QT = Q_{jp} + Q_{j;\max} \quad (5)$$

Tableau 2: recensement de 1990 et de 2008 de la commune KIGANDA

ANNEE	POPULATION	n	t%
1990	37657	18	0,0143
2008	48597		

Tableau 3:La population bénéficiaire du projet à l'horizon de planification

collines et sous-collines	ménages	effectif en 2016	effectif en2036
KIDASHA	27	216	287
MURENGUKO	58	464	616
NYARUKERE	91	728	967
SOUS TOTAL	356	1408	1870
Equipements			
ECOFO MURENGUKO		627	833
ECOFO NYARUKERE		588	781
Eglise protestante MURENGUKO		500	664
SOUS TOTAL		1715	2278
TOTAL GENERAL		3123	4148

IV.3.Evaluation quantitative des besoins en eau et consommation

IV.3.1.Généralités

On tiendra compte des normes de consommations en eau potable dans le tableau ci –dessous pour une évolution plus serrée mais aussi rurale

Tableau 4.Normes de consommation en eau potable

Besoins	Unité	Valeurs OMS	Unité	Valeurs locales
1. consommation domestique.				
-B.F, puits	l/j/hab	mai-25	l/j/hab	20
-Branchements particuliers	l/j/hab	70-250	l/j/hab	100
1. Etablissements publics				
-E.P	l/j/hab	15 - 30	l/j/hab	5
- Ecole polyvalente	l/j/hab	15 - 30	l/j/hab	5
- Prison	l/j/pers	25 - 40	l/j/pers	20
- Bureau communal	l/j/pers	15 - 20	l/j/pers	15
- Centre de négoce	l/j/lit	220 - 300	l/j/lit	10
-Dispensaire,CDS, maternité	l/j/hab	90 - 140	l/j/hab	150
-Ecole avec internat		-	l/j/élève	30
- Camp militaire		-	l/j/soldat	30
- Communauté religieuse		-	l/j/personne	250
3. Bétaills				
-vache	l/j/tête	25 à 35	l/j/tête	15 à 75
-mouton	l/j/tête	15 à 25	l/j/tête	1.5 à 7
-chèvres	l/j/tête	15 à 25	l/j/tête	1.1 à 4.1
-porcs	l/j/tête	10 à 15	l/j/tête	-

IV.3.2.La variation de la consommation

Variation journalière : suivant l'heure de la journée, le débit consommé est plus grand ou plus petit que la valeur calculée sur 24h .La variation dépend des habitudes locales et il est de l'ordre de 3,5 fois la valeur du débit moyenne journalière .La variation hebdomadaire et saisonnière : les consommations varient suivant les jours de fête et la saison, suivant les saisons et les coutumes.

Tableau 5 : Calcul des besoins en eau potable du réseau

Collines et infrastructures	Bénéficiaires		Dotation l/j/hab.	Q _{i,moy} (l/j)	
	2016	2036		2016	2036
KIDASHA	216	287	20	4320	5740
MURENGUKO	464	616	20	9280	12320
NYARUKERE	728	967	20	14560	19340
ECOFO MURENGUKO	627	833	5	3135	4165
ECOFO NYARUKERE	588	781	5	2940	3905
Eglise protestante MURENGUKO	500	664	3	1500	1992
Total	3123	4148		35735	47462

Tableau 6 : Calcul des besoins en eau utilisés pour dimensionnement

CATEGORIE DES BESOINS	Q _{j,moy} 2016 (l/j)	Q _{j,moy} 2036 (l/j)	Q _{j,P} 2036 (l/j)	Q _{i,max} (l/j)	Q _t (l/j)	Q _t 2036(l/s)
Colline KIDASHA	4320	5740	1435,00	6601,00	8036,00	0,0930
Colline MURENGUKO	9280	12320	3080,00	14168,00	17248,00	0,1996
Colline NYARUKERE	14560	19340	4835,00	22241,00	27076,00	0,3134
ECOFO MURENGUKO	3135	4165	1041,25	4789,75	5831,00	0,0675
ECOFO NYARUKERE	2940	3905	976,25	4490,75	5467,00	0,0633
Eglise protestante MURENGUKO	1500	1992	498,00	2290,80	2788,80	0,0323
TOTAL	35735,000	47462,000	11865,50	54581,30	66446,80	0,7691

Les besoins moyens journalière de la population totale projetée étant de 0,7691l/s, Nous remarquons qu'au bout de notre horizon de planification, le débit nécessaire (0,7691l/s) est inférieur au débit de la source (1,5l/s), ce qui fait que nous n'avons pas besoins de renforcement durant toutes ces années de planifications.

IV.4. Capacité des réservoirs

IV .4.1.Introduction

Un réservoir est généralement calculé pour satisfaire aux variations journalières de consommations en tenant compte des heures de plus forte consommation. Il doit prévoir emmagasiner ce qui arrive en trop d'une part et d'autre part le volume destiné à être distribué. Le calcul des capacités des réservoirs tiendra compte des besoins en eau et de la répartition journalière des débits de consommation. Le calcul peut se faire en deux méthodes à savoir :

- Graphiquement ;
- Analytiquement.

Soit Q_E et Q_S , respectivement la quantité d'eau qui entre dans le réservoir par unité de temps et la quantité d'eau qui en sort par unité de temps. Pendant les heures de pointe $Q_S > Q_E$ et pendant les heures creuses $Q_S < Q_E$. T =intervalle de temps de référence pris pour 24h.

Si on appelle V_S et V_E respectivement le volume sortant et le volume entrant et $V_{rés}$ la capacité du réservoir, on peut écrire ce qui suit :

$$V_E = Q_E \cdot t = \int_0^t Q_E dt \quad (6)$$

$$V_S = Q_S \cdot t = \int_0^t Q_S dt \quad (7)$$

Au moment de la pointe, la quantité $V_E - V_S$ est appelée réserve tandis que pendant les heures creuses, cette quantité s'appelle déficit.

IV.4.2.Capacité du réservoir

Il existe deux sortes de capacité du réservoir :

- La capacité théorique ;
 - La capacité pratique.
- * Capacité théorique

Soient Q_E et Q_S , respectivement la quantité d'eau qui entre dans le réservoir et la quantité d'eau qui sort par unité de temps.

Pendant les heures de pointe : $Q_E < Q_S$

Pendant les heures creuses : $Q_S < Q_E$

La capacité théorique d'un réservoir est définie par la somme de V_E et V_S quand elles atteignent leur maximum exprimé en valeur absolue.

La capacité théorique = le plus grand supplément + le plus grand déficit

*Capacité pratique

Un réservoir doit emmagasiner l'eau suffisante sans que cette dernière y demeure longtemps. Ainsi donc, la REGIDESO a fourni un coefficient dont il faut tenir compte dans le calcul de la capacité pratique d'un réservoir pour avoir une bonne consommation d'eau. D'où en pratique, la capacité d'un réservoir est prise à 1,5 fois la capacité théorique.

*La capacité pratique = La capacité théorique * 1,2*

Une autre chose importante qui influence la capacité du réservoir, c'est le facteur de variation horaire des consommations suivant la catégorie des bénéficiaires. La REGIDESO propose les coefficients horaires suivants :

Tableau 7.Coefficients horaires en milieu rural fournis par la REGISIDO

Période	0- 2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
Ch	0	0.35	2.5	1.2	1.7	1.9	0.3	0.15

La courbe de consommation et production partielle

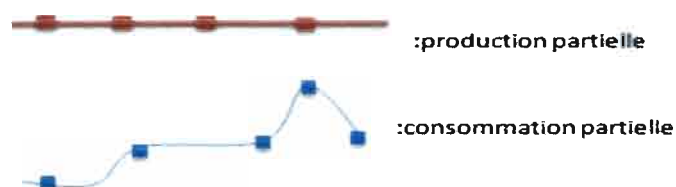
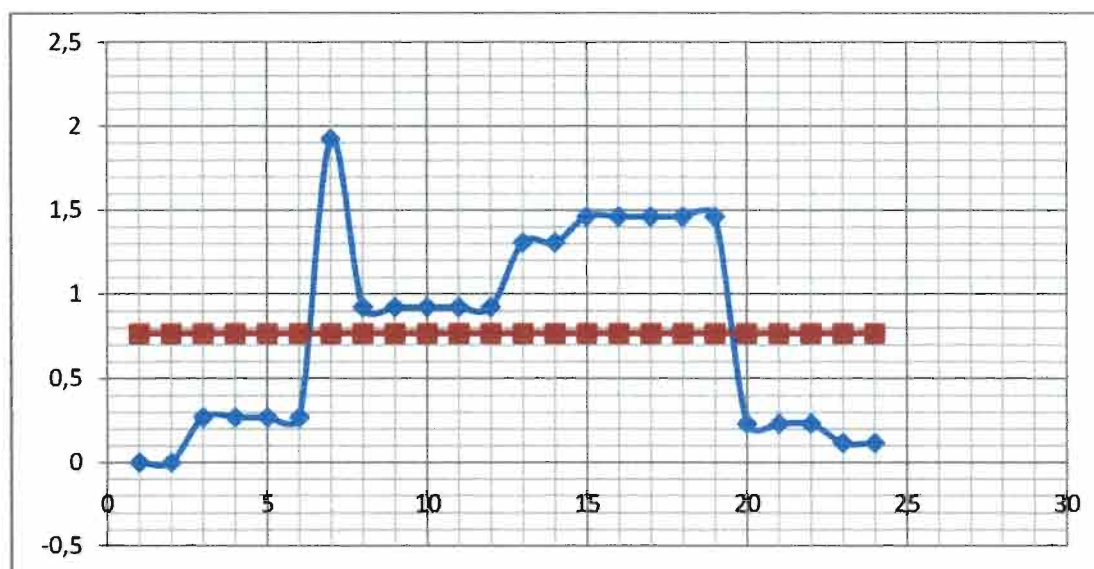


Figure 9: courbe de consommation et de production

. IV.4.3.Calculs proprement dit de la capacité des réservoirs

Pour les calculs de la capacité du réservoir, les formules et les expressions suivantes seront utilisées :

$$V_{EP} = Q_E \times T \quad (8)$$

$$V_{EC} = \sum V_{EP} \quad (9)$$

$$V_{SP} = Q_{SP} \times T \quad (10)$$

$$V_{SC} = \sum V_{SP} \quad (11)$$

$$Q_{SP} = Q_E \times C_h \quad (12)$$

Avec :

- T : Temps en heures ;
 C_h : Coefficient horaire ;
 Q_E : Débit entrant en m^3/h ;
 V_{EP} : Volume entrant partiel en m^3 ;
 V_{EC} : Volume entrant cumulé en m^3 ;
 V_{SP} : Volume sortant partiel en m^3 ;
 V_{SC} : Volume sortant cumulé en m^3 ;
 Q_{SP} : Débit sortant partiel m^3/h .

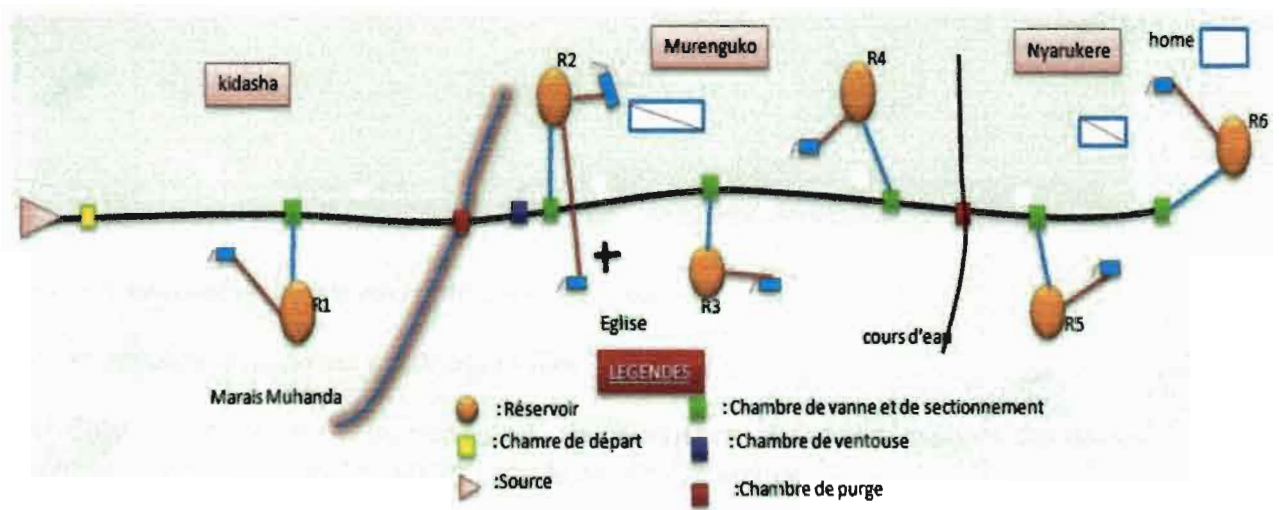


Figure10 : Schéma de fonctionnement sommaire du réseau

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

Tableau 8 : Affectation des débits dans des différents réservoirs

Bénéficiaires	besoins l/s	besoins en m^3/h	nombres de R	Q_e pour 1 R m^3/h	Q_e pour 1 R en l/s
Colline KIDASHA	0,093	0,335	R1	0,335	0,093
ECOFO MURENGUKO	0,067	0,241	R2	0,356	0,099
Eglise protestante MURENGUKO	0,032	0,115			
Colline MURENGUKO	0,2	0,720	R3=R4	0,360	0,100
Colline NYARUKERE	0,313	1,127	R5	1,127	0,313
ECOFO NYARUKERE	0,063	0,227	R6	0,227	0,063

IV .5.calcul de la capacité des réservoirs

Tableau 9: la capacité du R de la colline KIDASHA

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	(h)		(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
0-2	2,00	0,00	0,335	0,00	0,00	0,00	0,67	0,67	0,67
2-6	4,00	0,35	0,335	0,12	0,47	0,47	1,34	2,01	1,54
6-7	1,00	2,50	0,335	0,84	0,84	1,31	0,34	2,35	1,04
7-12	5,00	1,20	0,335	0,40	2,01	3,32	1,68	4,02	0,70
12-14	2,00	1,70	0,335	0,57	1,14	4,46	0,67	4,69	0,23
14-19	5,00	1,90	0,335	0,64	3,18	7,64	1,68	6,37	-1,27
19-22	3,00	0,30	0,335	0,10	0,30	7,94	1,01	7,37	-0,57
22-24	2,00	0,15	0,335	0,05	0,10	8,04	0,67	8,04	0,00

Tableau 10 : la capacité du R de la colline MURENGUKO

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	(h)		(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
0-2	2,00	0,00	0,36	0,00	0,00	0,00	0,72	0,72	0,72
2-6	4,00	0,35	0,36	0,13	0,50	0,50	1,44	2,16	1,66
6-7	1,00	2,50	0,36	0,90	0,90	1,40	0,36	2,52	1,12
7-12	5,00	1,20	0,36	0,43	2,16	3,56	1,80	4,32	0,76
12-14	2,00	1,70	0,36	0,61	1,22	4,79	0,72	5,04	0,25
14-19	5,00	1,90	0,36	0,68	3,42	8,21	1,80	6,84	-1,37
19-22	3,00	0,30	0,36	0,11	0,32	8,53	1,08	7,92	-0,61
22-24	2,00	0,15	0,36	0,05	0,11	8,64	0,72	8,64	0,00

Tableau 11 : la capacité du R de la colline NYARUKERE

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	(h)		(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
0-2	2,00	0,00	1,127	0,00	0,00	0,00	2,25	2,25	2,25
2-6	4,00	0,35	1,127	0,39	1,58	1,58	4,51	6,76	5,18
6-7	1,00	2,50	1,127	2,82	2,82	4,40	1,13	7,89	3,49
7-12	5,00	1,20	1,127	1,35	6,76	11,16	5,64	13,52	2,37
12-14	2,00	1,70	1,127	1,92	3,83	14,99	2,25	15,78	0,79
14-19	5,00	1,90	1,127	2,14	10,71	25,70	5,64	21,41	-4,28
19-22	3,00	0,30	1,127	0,34	1,01	26,71	3,38	24,79	-1,92
22-24	2,00	0,15	1,127	0,17	0,34	27,05	2,25	27,05	0,00

Tableau 12 : la capacité du R de la colline Ecofo MURENGUKo et Eglise protestante MURENGUKO

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	(h)		(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
0-2	2,00	0,00	0,356	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71	0,71
2-6	4,00	0,35	0,356	0,12	0,50	0,50	1,42	2,14	1,64
6-7	1,00	2,50	0,356	0,89	0,89	1,39	0,36	2,49	1,10
7-12	5,00	1,20	0,356	0,43	2,14	3,52	1,78	4,27	0,75
12-14	2,00	1,70	0,356	0,61	1,21	4,73	0,71	4,98	0,25
14-19	5,00	1,90	0,356	0,68	3,38	8,12	1,78	6,76	-1,35
19-22	3,00	0,30	0,356	0,11	0,32	8,44	1,07	7,83	-0,61
22-24	2,00	0,15	0,356	0,05	0,11	8,54	0,71	8,54	0,00

Tableau 13 : la capacité du R de la colline Ecofo NYARUKERE

P	T	Ch	Qe	Qsp	Vsp	Vsc	Vep	Vec	Vec-Vsc
	(h)		(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
0-2	2,00	0,00	0,227	0,00	0,00	0,00	0,45	0,45	0,45
2-6	4,00	0,35	0,227	0,08	0,32	0,32	0,91	1,36	1,04
6-7	1,00	2,50	0,227	0,57	0,57	0,89	0,23	1,59	0,70
7-12	5,00	1,20	0,227	0,27	1,36	2,25	1,14	2,72	0,48
12-14	2,00	1,70	0,227	0,39	0,77	3,02	0,45	3,18	0,16
14-19	5,00	1,90	0,227	0,43	2,16	5,18	1,14	4,31	-0,86
19-22	3,00	0,30	0,227	0,07	0,20	5,38	0,68	4,99	-0,39
22-24	2,00	0,15	0,227	0,03	0,07	5,45	0,45	5,45	0,00

Tableau 14 : Récapitulatif de la capacité des réservoirs

BENEFICIAIRES	Qe m ³ /h	GS	GD	CT	CP	CA
Colline KIDASHA	0,335	1,54	-1,27	2,81	3,372	5
ECOFO MURENGUKO						
Eglise protestante MURENGUKO	0,356	1,64	-1,35	2,99	3,588	5
Colline MURENGUKO	0,36	1,66	-1,37	3,03	3,636	5
Colline NYARUKERE	1,127	5,18	-4,28	9,46	11,35	15
ECOFO NYARUKERE	0,227	1,04	-0,86	1,90	2,28	5

Qe=débit entrant

GS=grand supplément

GD=grand déficit

CT=capacité théorique

CP=capacité pratique

CA=capacité adoptée

CHAPPITRE V: CALCULS HYDRAULIQUES ET SCHEMA DE FONCTIONNEMENT

V.1. Les différents types de réseaux d'alimentation

Généralement, il existe trois types de réseaux d'alimentation en eau potable, à savoir :

- ❖ Le réseau ramifié ;
- ❖ Le réseau maillé ;
- ❖ Le réseau mixte ou réseau de Grideron.

Pour nous, nous sommes intéressés par le réseau ramifié

Réseau ramifié

Un réseau ramifié se caractérise par une forme ayant une structure d'arbre et chaque point de ce réseau ne reçoit l'eau que d'un seul sens, pas de retour.

Ce système présente des inconvénients :

- Il y a risque de création des culs-de-sac où l'eau a tendance à rester immobile (stagnante) ;
- L'eau est toujours orientée dans le même sens chose qui peut causer l'absence de l'eau en cas de panne de la conduite principale.

Pour pallier à ces défauts, il faut installer les chambres de purge aux points les plus bas et les chambres de ventouses aux points les plus hauts du réseau en vue de chasser l'air accumulé dans les conduites. L'avantage de ce réseau est qu'il est plus économique.

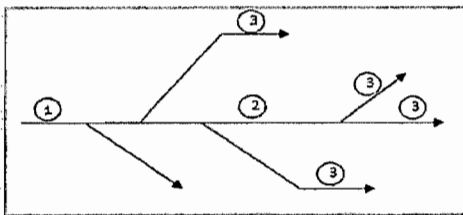


Figure 11 : Schéma d'un réseau ramifié

Source : Gomella et Guerrée 1980, 182

Avec : 1- Conduite principale

2- Conduite maitresse (ou conduite de distribution)

3- Conduite de raccordement

V.2. Dimensionnement hydraulique du réseau de distribution

En dimensionnant les conduites, il y a des paramètres à considérer :

a. La vitesse d'écoulement : La vitesse V de l'eau dans les conduites doit rester acceptable c'est-à-dire qu'elle doit être comprise dans la mesure du possible entre 0,3m/s et 1,5m/s

$$0,3m/s \leq V \leq 1,5m/s$$

- si $V < 0,3m/s$, favorise la formation des dépôts et l'aire s'achemine difficilement vers les points hauts ;

- si $V > 1,5m/s$, on a l'accroissement de la perte des charges

b. Débit : Les débits nécessaires pour chaque tronçon sont déjà déterminés conformément aux besoins des bénéficiaires

c. Diamètre : Avec la formule :

$$Q = S * V = \frac{\pi D^2 V}{4} \quad (13)$$

Où :

Q : Débits en l/s

S : Section de la conduite

V : Vitesse en m/s

D : Diamètre de la conduite

Il en résulte que : $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$ (14)

d. Les pertes de charges : Les pertes de charges sont des énergies qui se trouvent en chaleur lors de l'écoulement, elles sont dues aux frottements sur une longueur de surface.

V.2. 1. Les pertes de charge linéaires

Elles correspondent aux frictions de l'eau contre les parois de la conduite. Ces frictions sont dues à un ensemble de paramètres intervenant dans la résistance à l'écoulement tels que :

- La nature du tuyau ;
- L'état du revêtement (degré d'usure des dépôts) ;
- Vitesse du liquide transporté.

Elles sont trouvées en utilisant certaines tables qui facilitent les calculs et sont exprimés en m/m ou en % et variant avec le débit qui transite dans l'adduction. Ces tables sont conçues à partir des relations analytiques suivantes :

Selon DARCY-WEISBACH : $j = \lambda \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$ (15)

$$J = j * L \quad (16)$$

Avec :

J : Perte de charge linéaire totale en m

j : Perte de charge linéaire en m/m

$\lambda = f(\text{Re}, \varepsilon, D)$ Coefficient de frottement qui est en fonction du nombre de Reynolds et change selon les types de tuyaux et les auteurs.

$$\text{Re} = VD/\nu \quad (17)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en m

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s

g : Accélération de la pesanteur en m/s²

ν : viscosité cinématique (pour $\nu = 10^{-6}$ m²/s l'eau à 12°C)

ε : Rugosité absolue ou hauteur moyenne des aspérités.

Quelques formulations de certains auteurs pour le calcul de λ

- ❖ Formule de PRANDTL-KARMAN pour les tuyaux lisses en PVC

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \quad (18)$$

- ❖ Formule de HEINRICH BLASIUS pour les tuyaux lisses et $\text{Re} < 10^5$

$$\lambda = \frac{0,3164}{(\text{Re})^{1/4}} \quad (19)$$

- ❖ Formule de PRANDTL et NIKURADSE en tenant compte de tuyaux rugueux (tuyaux en acier, en fonte et en béton armé)

$$\text{i) } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,74 + 2 \log \left[\frac{D}{2\varepsilon} \right] \quad (20)$$

$$\text{ii) } \lambda = \frac{0,221}{(\text{Re})^{0,237}} \quad (\text{Re} > 10^5) \quad (21)$$

- ❖ La formule la plus générale ou formule de COLEBROOK et WHITE applicable pour tous les types de tuyaux.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (22)$$

V.2. 2. Les pertes de charges singulières

Ces pertes de charges singulières sont dues à la présence d'un obstacle particulier :

- Coude ;
- Vanne ;
- Ventouse ;
- Les purges ;
- Les charges de section et de direction, etc.

$$j_s = \xi \frac{V^2}{2g} \quad (23)$$

Avec : ξ : Coefficient de perte de charge locale caractéristique de charge résistante hydraulique

Il est déterminé par certains abaques suivant le type de singularité dont il est question. Comme ces pertes de charge singulières sont faibles par rapport aux pertes de charges linéaires, les calculs se baseront à ces dernières.

e) la pression au sol :

La théorie de BERNOULLI appliquée entre deux sections quelconques 1 et 2 de même débit nous permet d'écrire :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\omega} + \frac{V_2^2}{2g} + J_{1-2} \quad (24)$$

Avec :

J_{1-2} : Perte de charge totale engendrée dans le tronçon 1-2

Z_i : L'énergie potentielle

$\frac{P_i}{\omega}$: L'énergie due à la pression

$\frac{V^2}{2g}$: L'énergie cinématique

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

ω : Poids volumique exprimé en N/m^3

V : vitesse en m/s

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

Tenant compte que $\frac{V^2}{2g}$ est négligeable et que la pression est nulle (parce qu'on ne

tient pas compte de la pression atmosphérique) ; on a :

Pression au sol = côte piézométrique – côte au sol

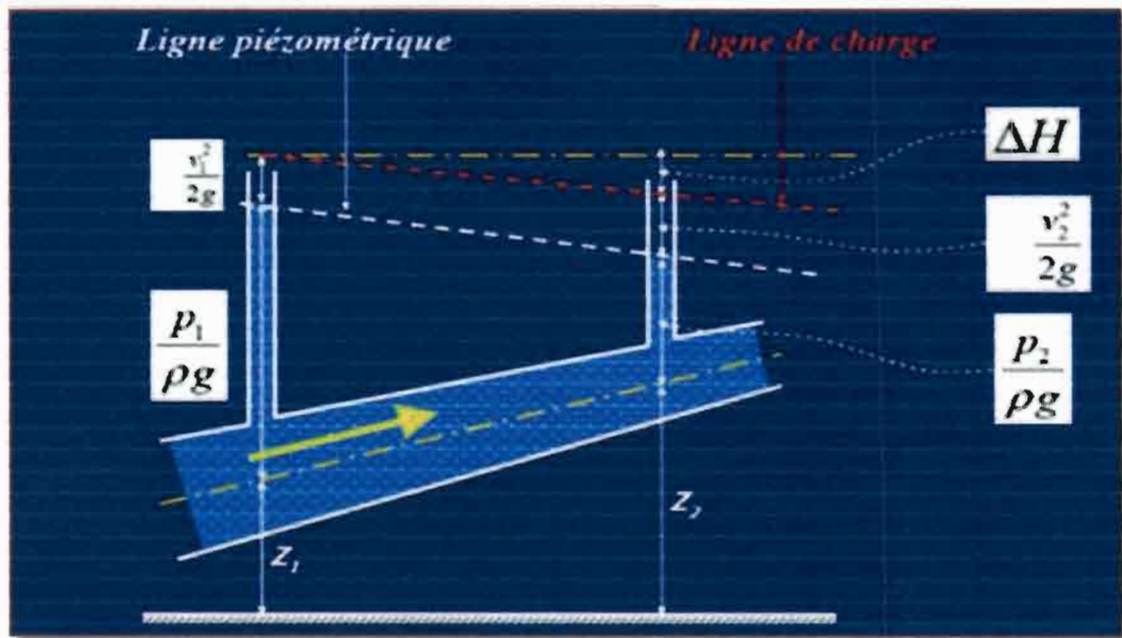


Figure 12. Illustration schématique du théorème de Bernoulli

V.2. 3.Calculs hydrauliques proprement dits

Les Calculs hydrauliques nous permettent de déterminer des caractéristiques des tuyaux ainsi que la vérification de l'arrivée de l'eau là où elle doit arriver

La vitesse dans la conduite sera comprise entre 0,3 à 1,5m/s .signalons que pour des pressions nominales inférieur ou égale à 16 bar (PN=16) ;on utilisera les tuyaux en polychlorure de vinyle(PVC) .Dans le cas où la pression nominale dépasse 16 bars, Nous envisage d'utiliser soit des tuyaux en acier galvanisé ou des brises de charges pour garder les tuyaux en PVC.

Tableau 15 : Les calculs hydrauliques

TRONCONS	DISTANCES		DEBIT	CONDUITES				V _c	Re	λ	PERTES DES CHARGES		ALTITUDES		HP		PRESSION DYNAMIQUE	
				TYPES	D.E	D.I	PN				j	J	AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
					mm	m	Bar						m/s	mCE/ml	mCE	m	m	m
CD-1	266	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	1,844	1900	1882	1900,00	1898,16	0,0	16,2	
1-2	90	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	0,624	1882	1868	1898,16	1897,53	16,2	29,5	
2-3	398	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	2,760	1868	1859	1897,53	1894,77	29,5	35,8	
3-4	104	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	0,721	1859	1854	1894,77	1894,05	35,8	40,1	
4-5	150	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	1,040	1854	1851	1894,05	1893,01	40,1	42,0	
5-6R1	390	0,770	PVC	50	0,0448	10	0,489	21895	0,0260	0,007	2,704	1851	1846	1893,01	1890,31	42,0	44,3	
R1-7	50	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	0,275	1846	1844	1890,31	1890,03	44,3	46,0	
7-8	240	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,322	1844	1839	1890,03	1888,71	46,0	49,7	
8-9	250	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,377	1839	1836	1888,71	1887,33	49,7	51,3	
9-10	200	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,101	1836	1826	1887,33	1886,23	51,3	60,2	
10-11	300	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,652	1826	1804	1886,23	1884,58	60,2	80,6	
11-12CP1	280	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,542	1804	1796	1884,58	1883,04	80,6	87,0	
CP1-13	300	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	1,652	1796	1814	1883,04	1881,39	87,0	67,4	
13-14	400	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	2,203	1814	1830	1881,39	1879,18	67,4	49,2	
14-15R2	372	0,675	PVC	50	0,0448	10	0,428	19194	0,0269	0,006	2,049	1830	1850	1879,18	1877,13	49,2	27,1	
R2-16CV	300	0,576	PVC	50	0,0448	10	0,366	16379	0,0280	0,004	1,252	1850	1846	1877,13	1875,88	27,1	29,9	
CV-17	500	0,576	PVC	50	0,0448	10	0,366	16379	0,0280	0,004	2,086	1846	1843	1875,88	1873,80	29,9	30,8	
17-18R3	400	0,576	PVC	50	0,0448	10	0,366	16379	0,0280	0,004	1,669	1843	1842	1873,80	1872,13	30,8	30,1	
R3-19	275	0,476	PVC	50	0,0448	10	0,302	13535	0,0293	0,003	0,822	1842	1840	1872,13	1871,31	30,1	31,3	
19-20	171	0,476	PVC	50	0,0448	10	0,302	13535	0,0293	0,003	0,511	1840	1840	1871,31	1870,80	31,3	30,8	
20-21	340	0,476	PVC	50	0,0448	10	0,302	13535	0,0293	0,003	1,016	1840	1838	1870,80	1869,78	30,8	31,8	
21-22	300	0,476	PVC	50	0,0448	10	0,302	13535	0,0293	0,003	0,896	1838	1835	1869,78	1868,88	31,8	33,9	
22-23R4	204	0,476	PVC	50	0,0448	10	0,302	13535	0,0293	0,003	0,610	1835	1833,8	1868,88	1868,27	33,9	34,5	
R4-24	425	0,376	PVC	40	0,0336	16	0,424	14255	0,0290	0,008	3,296	1833,8	1830	1868,27	1864,98	34,5	35,0	
24-25CP2	350	0,376	PVC	40	0,0336	16	0,424	14255	0,0290	0,008	2,715	1830	1829	1864,98	1862,26	35,0	33,3	
CP2-26	185	0,376	PVC	40	0,0336	16	0,424	14255	0,0290	0,008	1,435	1829	1830	1862,26	1860,83	33,3	30,8	
26-27R5	248	0,376	PVC	40	0,0336	16	0,424	14255	0,0290	0,008	1,924	1830	1826	1860,83	1858,90	30,8	32,9	
R5-28	370	0,063	PVC	20	0,0160	16	0,313	5016	0,0376	0,012	4,272	1826	1820	1858,90	1854,63	32,9	34,6	
28-29	180	0,063	PVC	20	0,0160	16	0,313	5016	0,0376	0,012	2,078	1820	1816	1854,63	1852,55	34,6	36,6	
29-30	250	0,063	PVC	20	0,0160	16	0,313	5016	0,0376	0,012	2,887	1816	1816	1852,55	1849,67	36,6	33,7	
30-31R6	202	0,063	PVC	20	0,0160	16	0,313	5016	0,0376	0,012	2,332	1816	1810	1849,67	1847,33	33,7	37,3	

Le schéma de fonctionnement du réseau

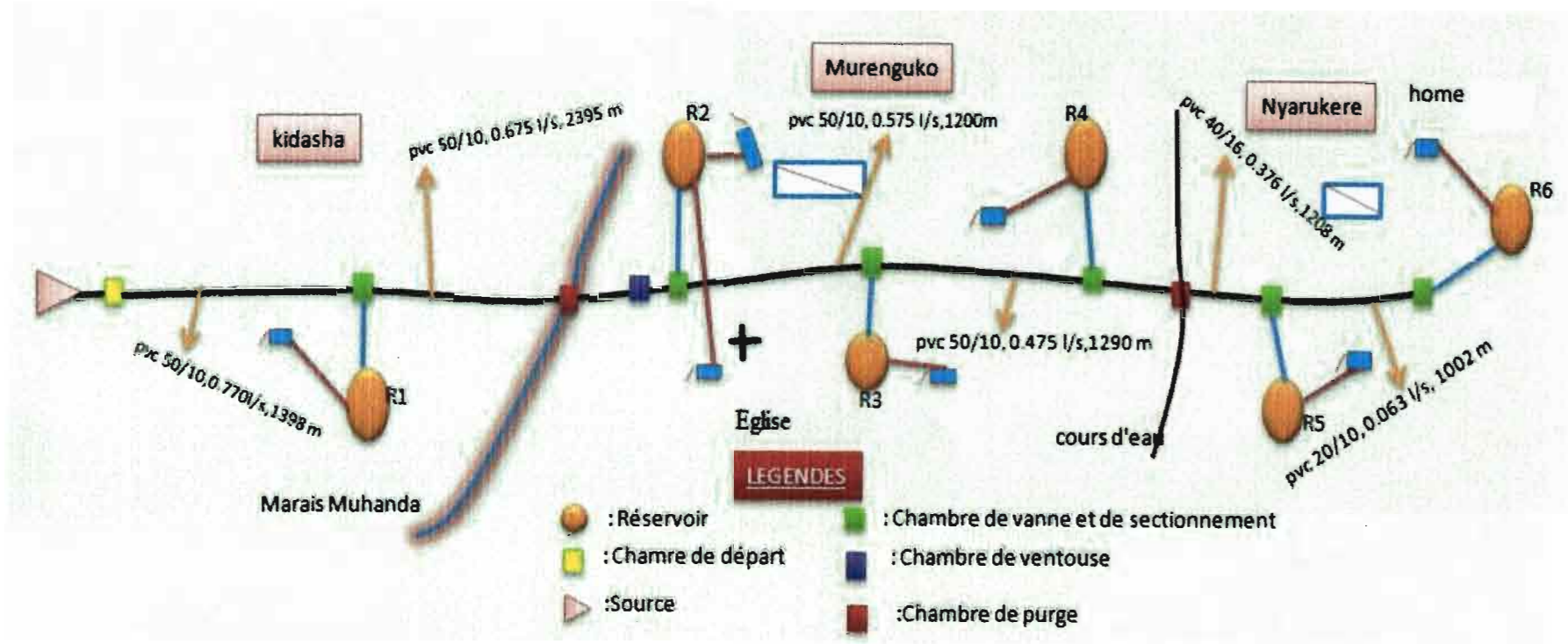


Figure 13 : schéma de fonctionnement du réseau

CHAPITRE VI. DIMENSION DES OUVRAGES DE STOCKAGE ET DE REGULATION

VI.1. Ouvrage de stockage

Type des réservoirs

Un réservoir est ouvrage servant à emmagasiner l'eau afin d'être utilisée en cas de pannes ou d'entretien de source. Il permet une régularité dans le fonctionnement du réseau et répond efficacement à des sollicitations régulières d'eau. Il permet aussi la régularité des pressions dans les tuyaux de distribution, en cas V d'incendie, on fait recours à un réservoir.

Le réservoir présente beaucoup d'avantages dans l'alimentation d'eau et assure aussi la régulation dans le fonctionnement en cas du pompage. Dans les heures de pointe, il assure la répartition des débits maximaux demandés.

La classification des réservoirs se fait selon :

- La nature des matériaux ;
- La situation des lieux ;
- La forme de la base.

Selon la nature des matériaux, on peut citer :

- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs métalliques.

Selon la situation des lieux, on a :

- ✓ Les réservoirs enterrés ;
- ✓ Les réservoirs semi-enterrés ;
- ✓ Les réservoirs surélevés.

Selon la forme de la base, on a :

- ✓ Les réservoirs à base carré ;
- ✓ Les réservoirs à base circulaire ;
- ✓ Les réservoirs à base rectangulaire ;
- ✓ Les réservoirs à base conique.

VI.2. Dimensionnement des réservoirs du projet

Le réservoir a trois grandes parties à dimensionner :

- La dalle de couverture ;
- Les parois circulaires ;
- Le radier.

Pour dimensionner un réservoir, les paramètres suivants sont pris en compte :

- Le diamètre intérieur et extérieur ;
- La hauteur du réservoir.

Comme nous l'avons signalé précédemment, les réservoirs circulaires seront proposés pour notre projet et comme matériau de construction, le béton armé (B.A) sera utilisé.

Calcul du diamètre

D'après DUPONT (Tome II), la hauteur d'eau doit varier entre 3m et 6 m. Néanmoins, elle peut atteindre 8m dans des conditions exceptionnelles.

Le diamètre du réservoir est calculé sur base du volume du réservoir (capacité pratique du réservoir). La formule couramment utilisée dans le calcul du diamètre est celle de FONLLADOSA. La formule de FONLLADOSA est suivante :

$$D_i = 1,405 \sqrt[3]{V} \quad (25)$$

Avec :

D_i : diamètre intérieur (m)

V : volume du réservoir (m^3)

Calcul de la hauteur totale du réservoir (H_t)

La hauteur totale du réservoir est donnée par la somme de la hauteur utile (H_u) et la hauteur libre (H_l).

$$H_t = H_u + H_l \quad (26)$$

H_t : hauteur totale

H_u : hauteur utile

H_l = hauteur libre

Hauteur utile (H_u)

Pratiquement, cette hauteur est toujours calculée d'après FONLLADOSA par la formule suivante :

$$H_u = 0,46 \times D_i \quad (27)$$

Avec :

H_u : hauteur utile (m)

D_i : diamètre intérieur du réservoir (m)

Hauteur libre (H_l)

La hauteur libre (H_l), est la hauteur entre le niveau d'eau et la paroi intérieure du couvercle (dalle de couverture). Elle comprise entre 0,2 et 0,5m. Pour permettre une bonne aération dans le réservoir, adoptons une tranchée d'air de 0,40m.

VI.3. Dimensions des réservoirs

Tableau 16: Dimensions des réservoirs du projet

Bénéficiaires	Réservoir	V (m ³)	DI(m)	E(m)	DE(m)	Hu(m)	HI(m)	Ht(m)
Colline KIDASHA	R1	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
Colline MURENGUKO	R2=R3	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
Colline NYARUKERE	R4	15	4,11	0,40	4,91	1,89	0,30	2,19
ECOFO MURENGUKO								
Eglise protestante MURENGUKO	R5	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
ECOFO NYARUKERE	R6	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41

VI.3. 1. Réservoirs de 5m³

Dalle de la couverture.

La dalle est un élément plan d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, selon la norme DIN 1045 un élément dont la largeur dépasse cinq fois l'épaisseur peut être considéré comme une dalle. Elle a pour rôle de protéger l'eau contre les intempéries et autres éléments nuisibles.

Nous avons donné à nos réservoirs une forme circulaire mais quant au dimensionnement, ils sont assimilés à un carré de côté égal au diamètre du cercle.

Tableau 17: Dimensionnement de la dalle de la couverture(R 5m³)

1. hauteur de la dalle(h)		
selon DIN 1045:		
$h \geq (\alpha \cdot l) / 35$		
avec:	$l =$ portée de la dalle	$h \geq 7.02 \text{ cm}$
	$l_x = l_y = 2.40 \text{ m} + \min(l_x/3; l_y/40) = 2.46 \text{ m}$	soit $h = 10 \text{ cm}$
	$\alpha =$ coef pris selon les conditions d'appuis	
2. épaisseur de la dalle(d)		
$d = h + e + (\varnothing_s / 2)$		
avec:	$e =$ enrobage pris ici égale 2cm	$d = 12.5 \text{ cm}$
	$\varnothing_s =$ diamètre des aciers pris égale 10mm	soit $d = 13 \text{ cm}$
3. calcul des charger		
$g = \gamma_b \cdot d$. avec $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$		
avec:	$g =$ charge permanente	$g = 3.25 \text{ KN/m}^2$
	par une unité de surface	
	$\gamma_b =$ poids volumique du B.A	
charge d'exploitation ou surcharge P		$P = 2 \text{ KN/m}^2$
revêtement de la dalle Δg		$\Delta g = 1.5 \text{ KN/m}^2$
charge total : $q = g + P + \Delta g$		$q = 7.25 \text{ KN/m}^2$
4. calcul des moments		
$m_{tx} = q l_x^2 / f_0x$ et $m_{ty} = q l_y^2 / f_0y$		$m_{tx} = m_{ty} = 2.04 \text{ kNm/m}$

avec:	mtx=moment entravée dans le sens des x	
	mty=moment entravée dans le sens des y	
	Fox et foy=coef proposé par PIEPPER et MARTENS	f0x=20 et f0y=20
lx=ly		ly/lx=1 → porte dans 2 directions
5. calcul de la section des armatures		
msx=mtx/(b*fcu*h ²) ; avec fcu=17500KN/m ² pour B25		msx=0.0116 → G2=0.040
msy=mty/(b*fcu*h ²)		msy=0.0129 → G2=0.045
asx=(b*h*G2)/(fe/fcu) ; asy=(b*h'*G2)/(fe/fcu)		asx=1.66cm ² /m
avec BSt 420/500 et B25 On a fe/fcu=24		asx=1.78cm ² /m
choix du diamètre		
pour asx on a: Ø6-17cm avec asx eff=1.66cm² avec 5.49 barres/m		
pour asy on a: Ø6-15,5cm avec asy eff=1.82cm² avec 6.5 barres/m		

Les calculs pour dimensionner la dalle sont montrés dans les tableaux suivant : L'épaisseur du radier (d) est choisie dans l'intervalle (20cm à 40cm) ; prenons d=30cm; h= d-(e+(Øs/2))= 30cm-4cm= 0.26m. Les tableaux suivant nous montrent les calculs pour dimensionner le radier.

Tableau 18: Dimensionnement du radier(R 5 m³)

1. calcul des charges	
g=γb*d+γe avec γe=poids volumique de renduit=0.7KN/m	g=25KN/m ³ *0.26m+0.7KN/m ² =7.2kN/m ²
2. charge d'exploitation P	
poids de la dalle de couverture: P1=q _{l2}	P1=1KN (7.25*(2.66) ² =51.30KN
Poids Du mur: P2=γ _m *Ht*(DE2-DI2)/4	P2=1kN*22.6*1.89(3.20-2.40)3.14/4=88.22 KN
Poids de renduit et de l'étanchéité : p3=γ _e *Ht*DI*(22/7)*e	P3=1KN(0.7*1.11*2.40(22/7)*0.03=0.18KN
Pression totale sur radier=(P1+P2+P3)/(0.4*2.4*(22/7))=53.54KN/m ²	
charge total; q=g+P=53.54KN/m ²	
3. calcul des moments	
mtx=mty=q _{l2} x/f0x	mtx=mty=30.55KNm
4. calcul des sections des aciers	
msx=mtx/(b*fcu*h ²)	msx=0.032 → G2=0.057
msy=mty/(b*fcu*h ²)	msy=0.033 → G2=0.060
asx=(b*h*G2)/(fe/fcu)	asx=5.58cm ² /m
asy=(b*h'*G2)/(fe/fcu)	asy=5.75cm ² /m
choix du diamètre: pour asx: Ø8-9 cm ; avec asx eff=5.59 cm²/m, avec 11.1 barres /m	
asy: Ø8-8.5cm; avec asy eff=5.91 cm²/m, avec 11.8 barres /m	

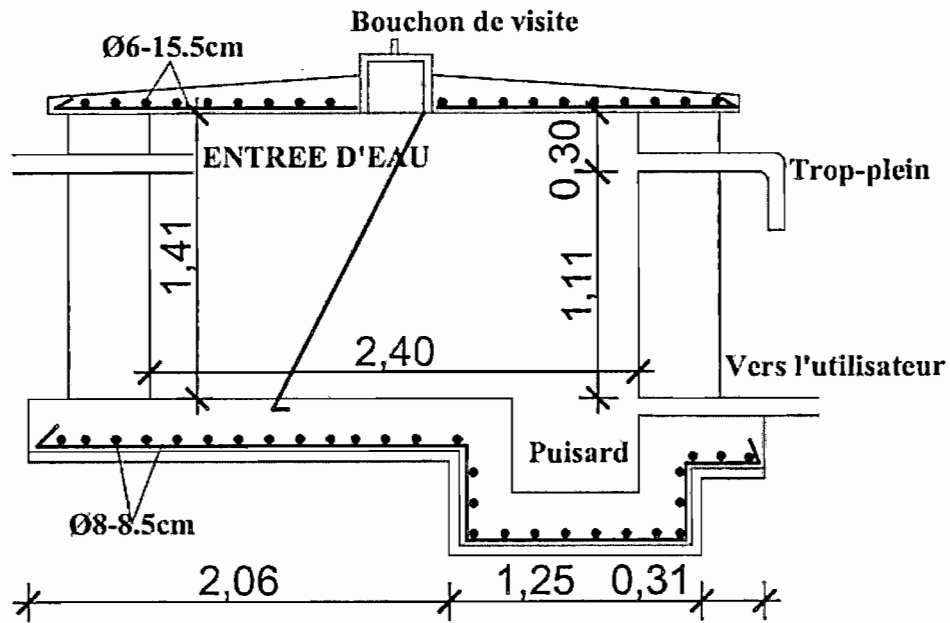


Figure 14: vue en plan et coupe du réservoir de 5m³

VI.3.2. Réservoirs de 15 m³

Tableau 19: Dimensionnement de la dalle de la couverture (R 15 m³)

1. hauteur de la dalle(h)		
selon DIN 1045:		
$h \geq (\alpha \cdot l) / 35$		
avec:	$l = \text{portée de la dalle}$	$h \geq 10.16 \text{ cm}$
	$l_x = l_y = 3.47 \text{ m} + \min(l_x/3; l_y/40) = 3.56 \text{ m}$	soit $h = 12 \text{ cm}$
	$\alpha = \text{coef pris selon les conditions d'appuis}$	
2. épaisseur de la dalle(d)		
$d = h + e + (\varnothing_s / 2)$		
avec:	$e = \text{enrobage pris ici égale } 2 \text{ cm}$	$d = 14.5 \text{ cm}$
	$\varnothing_s = \text{diamètre des aciers pris égale } 10 \text{ mm}$	soit $d = 15 \text{ cm}$
3. calcul des charger		
$g = \gamma_b \cdot d$ avec $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$		
avec:	$g = \text{charge permanente}$	$g = 3.75 \text{ KN/m}^2$
	par une unité de surface	
	$\gamma_b = \text{poids volumique du B.A}$	
charge d'exploitation ou surcharge P		$P = 2 \text{ KN/m}^2$
revêtement de la dalle Δg		$\Delta g = 1.5 \text{ KN/m}^2$
charge total : $q = g + P + \Delta g$		$q = 7.25 \text{ KN/m}^2$
4. calcul des moments		
$mt_x = ql^2x / f_0x$ et $mt_y = qlx / f_0y$		
avec:	$mt_x = \text{moment entravée dans le sens des } x$	$mt_x = mt_y = 4.60 \text{ kNm/m}$
	$mt_y = \text{moment entravée dans le sens des } y$	

f_{0x} et f_{0y} =coef proposé par PIEPPER et MARTENS	avec= $f_{0x}=20$ et $f_{0y}=20$
$l_x=l_y$	$l_y/l_x=1$ →porte dans 2 directions
5. calcul de la section des armatures	
$m_{sx}=m_{tx}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$; avec $f_{cu}=17500\text{KN/m}^2$ pour B25	$m_{sx}=0.0192 \rightarrow \alpha=0.030$
$m_{sy}=m_{ty}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$	$m_{sy}=0.0199 \rightarrow \alpha=0.033$
$a_{sx}=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$; $a_{sy}=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$a_{sx}=1.5\text{cm}^2/\text{m}$
avec BSt 420/500 et B25 On a $f_e/f_{cu}=24$	$a_{sx}=1.58\text{cm}^2/\text{m}$
choix du diamètre	
pour a_{sx} on a:Ø6-17,5cm avec a_{sy} eff=1.62cm ² avec 5.7 barres / m	
pour a_{sy} on a:Ø6-17,5cm avec a_{sy} eff=1.62cm ² avec 5.7 barres / m	

Tableau 20: Dimensionnement du radier (R 15m³)

1. calcul des charges	
$g=\gamma_b \cdot d + \gamma_e$ avec γ_e =poids volumique de renduit=0.7KN/m	$g=25\text{KN/m}^3 \cdot 0.26\text{m} + 0.7\text{KN/m}^2 = 7.2\text{kN/m}^2$
2. charge d'exploitation P	
poinds de la dalle de couverture: $P_1=q \cdot l^2$	$P_1=1\text{KN} (7.25 \cdot (3.56)^2) = 91.89\text{KN}$
Poids Du mur: $P_2=\gamma_m \cdot H_t \cdot (DE_2 - DI_2)/4$	$P_2=1\text{kN} \cdot 22.6 \cdot 1.89(4.272 - 3.472) \cdot 3.14/4 = 207.62\text{Kn}$
Poids de renduit et de l'étanchéité : $p_3=\gamma_e \cdot H_t \cdot DI \cdot (22/7) \cdot e$	$P_3=1\text{KN}(0.7 \cdot 1.89 \cdot 3.47(22/7)) \cdot 0.03 = 0.43\text{Kn}$
Pression totale sur radier= $(P_1+P_2+P_3)/(0.4 \cdot 4.27 \cdot (22/7)) = 55.93\text{KN/m}^2$	
charge total; $q=g+P=63.13\text{KN/m}^2$	
3. calcul des moments	
$m_{tx}=m_{ty}=q \cdot l^2 / f_{0x}$	$m_{tx}=m_{ty}=57.54\text{KNm}$
4. calcul des sections des aciers	
$m_{sx}=m_{tx}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$	$m_{sx}=0.059 \rightarrow \alpha=0.10$
$m_{sy}=m_{ty}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$	$m_{sy}=0.062 \rightarrow \alpha=0.120$
$a_{sx}=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$a_{sx}=9.79\text{cm}^2/\text{m}$
$a_{sy}=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$a_{sy}=11.40\text{cm}^2/\text{m}$
choix du diamètre: pour a_{sx}:Ø10-6.5cm;avec a_{sy} eff=12.08 cm²/m, avec15.4barres /m	
a_{sy}:Ø10-6.5cm;avec a_{sy} eff=12.08 cm²/m, avec15.4barres /m	

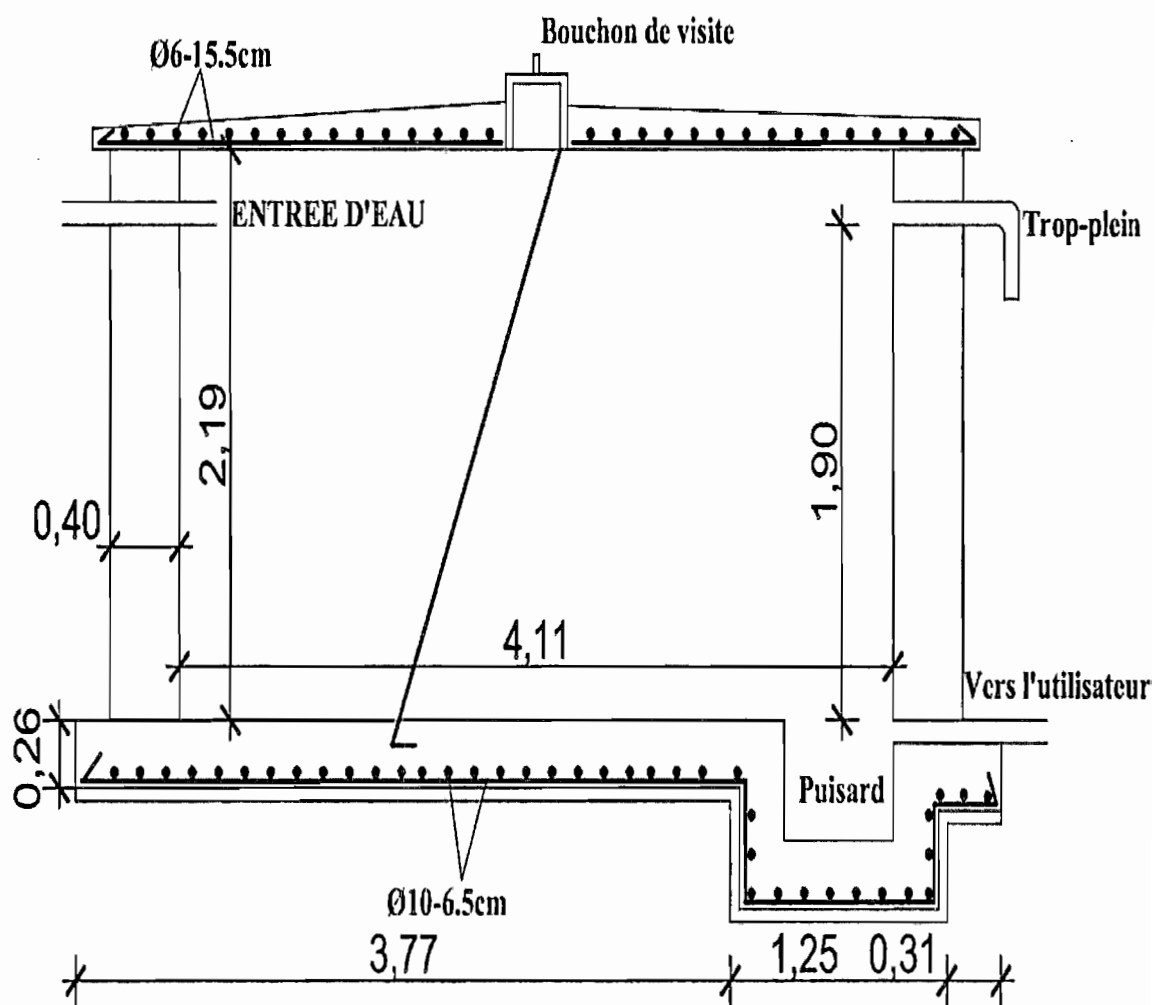


Figure 15: vue en plan et coupe du réservoir de 15m³

CHAPITRE VI. DIMENSION DES OUVRAGES DE STOCKAGE ET DE REGULATION

VI.1. Ouvrage de stockage

Type des réservoirs

Un réservoir est ouvrage servant à emmagasiner l'eau afin d'être utilisée en cas de pannes ou d'entretien de source. Il permet une régularité dans le fonctionnement du réseau et répond efficacement à des sollicitations régulières d'eau. Il permet aussi la régularité des pressions dans les tuyaux de distribution, en cas V d'incendie, on fait recours à un réservoir.

Le réservoir présente beaucoup d'avantages dans l'alimentation d'eau et assure aussi la régulation dans le fonctionnement en cas du pompage. Dans les heures de pointe, il assure la répartition des débits maximaux demandés.

La classification des réservoirs se fait selon :

- La nature des matériaux ;
- La situation des lieux ;
- La forme de la base.

Selon la nature des matériaux, on peut citer :

- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs métalliques.

Selon la situation des lieux, on a :

- ✓ Les réservoirs enterrés ;
- ✓ Les réservoirs semi-enterrés ;
- ✓ Les réservoirs surélevés.

Selon la forme de la base, on a :

- ✓ Les réservoirs à base carré ;
- ✓ Les réservoirs à base circulaire ;
- ✓ Les réservoirs à base rectangulaire ;
- ✓ Les réservoirs à base conique.

VI.2. Dimensionnement des réservoirs du projet

Le réservoir a trois grandes parties à dimensionner :

- La dalle de couverture ;
- Les parois circulaires ;
- Le radier.

Pour dimensionner un réservoir, les paramètres suivants sont pris en compte :

- Le diamètre intérieur et extérieur ;
- La hauteur du réservoir.

Comme nous l'avons signalé précédemment, les réservoirs circulaires seront proposés pour notre projet et comme matériau de construction, le béton armé (B.A) sera utilisé.

Calcul du diamètre

D'après DUPONT (Tome II), la hauteur d'eau doit varier entre 3m et 6 m. Néanmoins, elle peut atteindre 8m dans des conditions exceptionnelle.

Le diamètre du réservoir est calculé sur base du volume du réservoir (capacité pratique du réservoir). La formule couramment utilisée dans le calcul du diamètre est celle de FONLLADOSA. La formule de FONLLADOSA est suivante :

$$D_i = 1,405 \sqrt[3]{V} \quad (25)$$

Avec :

D_i : diamètre intérieur (m)

V : volume du réservoir (m^3)

Calcul de la hauteur total du réservoir (H_t)

La hauteur totale du réservoir est donnée par la somme de la hauteur utile (H_u) et la hauteur libre (H_l).

$$H_t = H_u + H_l \quad (26)$$

H_t : hauteur totale

H_u : hauteur utile

H_l = hauteur libre

Hauteur utile (H_u)

Pratiquement, cette hauteur est toujours calculée d'après FONLLADOSA par la formule suivante :

$$H_u = 0,46 \times D_i \quad (27)$$

Avec :

H_u : hauteur utile (m)

D_i : diamètre intérieur du réservoir (m)

Hauteur libre (H_l)

La hauteur libre (H_l), est la hauteur entre le niveau d'eau et la paroi intérieure du couvercle (dalle de couverture). Elle comprise entre 0,2 et 0,5m. Pour permettre une bonne aération dans le réservoir, adoptons une tranchée d'air de 0,40m.

VI.3. Dimensions des réservoirs

Tableau 16: Dimensions des réservoirs du projet

Bénéficiaires	Réservoir	V (m ³)	DI(m)	E(m)	DE(m)	Hu(m)	HI(m)	Ht(m)
Colline KIDASHA	R1	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
Colline MURENGUKO	R2=R3	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
Colline NYARUKERE	R4	15	4,11	0,40	4,91	1,89	0,30	2,19
ECOFO MURENGUKO								
Eglise protestante MURENGUKO	R5	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41
ÉCOFO NYARUKERE	R6	5	2,40	0,40	3,20	1,11	0,30	1,41

VI.3. 1. Réservoirs de 5m³

Dalle de la couverture.

La dalle est un élément plan d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, selon la norme DIN 1045 un élément dont la largeur dépasse cinq fois l'épaisseur peut être considéré comme une dalle. Elle a pour rôle de protéger l'eau contre les intempéries et autres éléments nuisibles.

Nous avons donné à nos réservoirs une forme circulaire mais quant au dimensionnement, ils sont assimilés à un carré de côté égal au diamètre du cercle.

Tableau 17: Dimensionnement de la dalle de la couverture(R 5m³)

1. hauteur de la dalle(h)	
selon DIN 1045:	
$h \geq (\alpha * l) / 35$	
avec:	$l = \text{portée de la dalle}$
	$l_x = l_y = 2.40\text{m} + \min(l_x/3; l_y/40) = 2.46\text{m}$
	$\alpha = \text{coef pris selon les conditions d'appuis}$
$h \geq 7.02\text{cm}$	
soit $h = 10\text{ cm}$	
2. épaisseur de la dalle(d)	
$d = h + e + (\varnothing_s / 2)$	
avec:	$e = \text{enrobage pris ici égale } 2\text{cm}$
	$\varnothing_s = \text{diamètre des aciers pris égale } 10\text{mm}$
$d = 12.5\text{ cm}$	
soit $d = 13\text{ cm}$	
3. calcul des charger	
$g = \gamma_b * d$. avec $\gamma_b = 25\text{KN/m}^3$	
avec:	$g = \text{charge permanente}$
	par une unité de surface
	$\gamma_b = \text{poids volumique du B.A}$
$g = 3,25\text{KN/m}^2$	
charge d'exploitation ou surcharge P	
$P = 2\text{KN/m}^2$	
revêtement de la dalle Δg	
$\Delta g = 1.5\text{KN/m}^2$	
charge total : $q = g + P + \Delta g$	
$q = 7.25\text{KN/m}^2$	
4. calcul des moments	
$m_{tx} = q l^2 x / f_0 x$ et $m_{ty} = q l x / f_0 y$	
$m_{tx} = m_{ty} = 2.04\text{ kNm/m}$	

avec:	mtx=moment entravée dans le sens des x	
	mty=moment entravée dans le sens des y	
	Fox et foy=coef proposé par PIEPPER et MARTENS	f0x=20 et f0y=20
lx=ly		ly/lx=1 → porte dans 2 directions
5. calcul de la section des armatures		
msx=mtx/(b*fcu*h ²) ; avec fcu=17500KN/m ² pour B25		msx=0.0116 → G2=0.040
msy=mty/(b*fcu*h' ²)		msy=0.0129 → G2=0.045
asx=(b*h*G2)/(fe/fcu) ; asy=(b*h'*G2)/(fe/fcu)		asx=1.66cm ² /m
avec BSt 420/500 et B25 On a fe/fcu=24		asx=1.78cm ² /m
choix du diamètre		
pour asx on a: Ø6-17cm avec asx eff=1.66cm ² avec 5.49 barres/m		
pour asy on a: Ø6-15,5cm avec asy eff=1.82cm ² avec 6.5 barres/m		

Les calculs pour dimensionner la dalle sont montrés dans les tableaux suivant : L'épaisseur du radier (d) est choisie dans l'intervalle (20cm à 40cm) ; prenons d=30cm; h= d-(e+(Øs/2))= 30cm-4cm= 0.26m. Les tableaux suivant nous montrent les calculs pour dimensionner le radier.

Tableau 18: Dimensionnement du radier(R 5 m³)

1. calcul des charges	
g=γb*d+γe avec γe=poids volumique de renduit=0.7KN/m	g=25KN/m ³ *0.26m+0.7KN/m ² =7.2kn/m ²
2. charge d'exploitation P	
poids de la dalle de couverture: P1=q _{l2}	P1=1KN (7.25*(2.66) ² =51.30KN
Poids Du mur: P2=γm*Ht*(DE2-DI2)/4	P2=1kN*22.6*1.89(3.20-2.40)3.14/4=88.22 Kn
Poids de renduit et de l'étanchéité : p3=γe*Ht*DI*(22/7)*e	P3=1KN(0.7*1.11*2.40(22/7)*0.03=0.18Kn
Pression totale sur radier=(P1+P2+P3)/(0.4*2.4*(22/7))=53.54KN/m ²	
charge total; q=g+P=53.54KN/m ²	
3. calcul des moments	
mtx=mty=q _{l2} x/f0x	mtx=mty=30.55KNm
4. calcul des sections des aciers	
msx=mtx/(b*fcu*h ²)	msx=0.032 → G2=0.057
msy=mty/(b*fcu*h' ²)	msy=0.033 → G2=0.060
asx=(b*h*G2)/(fe/fcu)	asx=5.58cm ² /m
asy=(b*h'*G2)/(fe/fcu)	asy=5.75cm ² /m
choix du diamètre: pour asx: Ø8-9 cm ; avec asx eff=5.59 cm²/m, avec 11.1 barres /m	
asy: Ø8-8.5cm; avec asy eff=5.91 cm²/m, avec 11.8 barres /m	

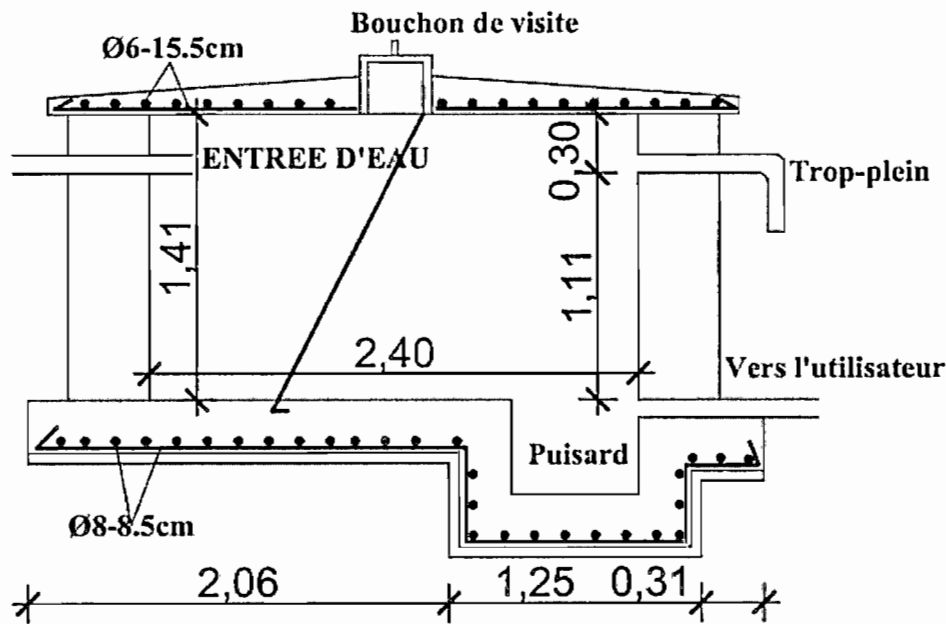


Figure 14: vue en plan et coupe du réservoir de 5m³

VI.3.2. Réservoirs de 15 m³

Tableau 19: Dimensionnement de la dalle de la couverture (R 15 m³)

1. hauteur de la dalle(h)		
selon DIN 1045:		
$h \geq (\alpha \cdot l) / 35$		
avec:	$l = \text{portée de la dalle}$	$h \geq 10.16 \text{ cm}$
	$l_x = l_y = 3.47 \text{ m} + \min(l_x/3; l_y/40) = 3.56 \text{ m}$	soit $h = 12 \text{ cm}$
	$\alpha = \text{coef pris selon les conditions d'appuis}$	
2. épaisseur de la dalle(d)		
$d = h + e + (\text{Øs}/2)$		
avec:	$e = \text{enrobage pris ici égale } 2 \text{ cm}$	$d = 14.5 \text{ cm}$
	$\text{Øs} = \text{diamètre des aciers pris égale } 10 \text{ mm}$	soit $d = 15 \text{ cm}$
3. calcul des charger		
$g = \gamma_b \cdot d$ avec $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$		
avec:	$g = \text{charge permanente}$	$g = 3.75 \text{ KN/m}^2$
	par une unité de surface	
	$\gamma_b = \text{poids volumique du B.A}$	
charge d'exploitation ou surcharge P		$P = 2 \text{ KN/m}^2$
revêtement de la dalle Δg		$\Delta g = 1.5 \text{ KN/m}^2$
charge total : $q = g + P + \Delta g$		$q = 7.25 \text{ KN/m}^2$
4. calcul des moments		
$mt_x = ql^2x / f_0x$ et $mt_y = qlx / f_0y$		
avec:	$mt_x = \text{moment entravée dans le sens des } x$	$mt_x = mt_y = 4.60 \text{ kNm/m}$
	$mt_y = \text{moment entravée dans le sens des } y$	

f_{0x} et f_{0y} =coef proposé par PIEPPER et MARTENS	avec= $f_{0x}=20$ et $f_{0y}=20$
$l_x=l_y$	$l_y/l_x=1$ →porte dans 2 directions
5. calcul de la section des armatures	
$m_{sx}=m_{tx}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$; avec $f_{cu}=17500\text{KN/m}^2$ pour B25	$m_{sx}=0.0192 \rightarrow \alpha=0.030$
$m_{sy}=m_{ty}/(b \cdot f_{cu} \cdot h'^2)$	$m_{sx}=0.0199 \rightarrow \alpha=0.033$
$as_x=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$; $as_y=(b \cdot h' \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$as_x=1.5\text{cm}^2/\text{m}$
avec BSt 420/500 et B25 On a $f_e/f_{cu}=24$	$as_x=1.58\text{cm}^2/\text{m}$
choix du diamètre	
pour as_x on a: Ø6-17,5cm avec $as_y \text{ eff}=1.62\text{cm}^2$ avec 5.7 barres/m	
pour as_y on a: Ø6-17,5cm avec $as_y \text{ eff}=1.62\text{cm}^2$ avec 5.7 barres/m	

Tableau 20: Dimensionnement du radier (R 15m³)

1. calcul des charges	
$g=\gamma_b \cdot d + \gamma_e$ avec γ_e =poids volumique de renduit=0.7KN/m	$g=25\text{KN/m}^3 \cdot 0.26\text{m} + 0.7\text{KN/m}^2 = 7.2\text{kN/m}^2$
2. charge d'exploitation P	
poids de la dalle de couverture: $P_1=q_1 l^2$	$P_1=1\text{KN} (7.25 \cdot (3.56)^2) = 91.89\text{KN}$
Poids Du mur: $P_2=\gamma_m \cdot H_t \cdot (DE_2 - DI_2)/4$	$P_2=1\text{kN} \cdot 22.6 \cdot 1.89(4.272 - 3.472) \cdot 3.14/4 = 207.62\text{Kn}$
Poids de renduit et de l'étanchéité : $p_3=\gamma_e \cdot H_t \cdot DI \cdot (22/7) \cdot e$	$P_3=1\text{KN}(0.7 \cdot 1.89 \cdot 3.47(22/7)) \cdot 0.03 = 0.43\text{Kn}$
Pression totale sur radier= $(P_1+P_2+P_3)/(0.4 \cdot 4.27 \cdot (22/7)) = 55.93\text{KN/m}^2$	
charge total; $q=g+P=63.13\text{KN/m}^2$	
3. calcul des moments	
$m_{tx}=m_{ty}=q l^2 x / f_{0x}$	$m_{tx}=m_{ty}=57.54\text{KNm}$
4. calcul des sections des aciers	
$m_{sx}=m_{tx}/(b \cdot f_{cu} \cdot h^2)$	$m_{sx}=0.059 \rightarrow \alpha=0.10$
$m_{sy}=m_{ty}/(b \cdot f_{cu} \cdot h'^2)$	$m_{sy}=0.062 \rightarrow \alpha=0.120$
$as_x=(b \cdot h \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$as_x=9.79\text{cm}^2/\text{m}$
$as_y=(b \cdot h' \cdot \alpha)/(f_e/f_{cu})$	$as_y=11.40\text{cm}^2/\text{m}$
choix du diamètre: pour as_x: Ø10-6.5cm; avec $as_y \text{ eff}=12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$, avec 15.4barres /m	
as_y: Ø10-6.5cm; avec $as_y \text{ eff}=12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$, avec 15.4barres /m	

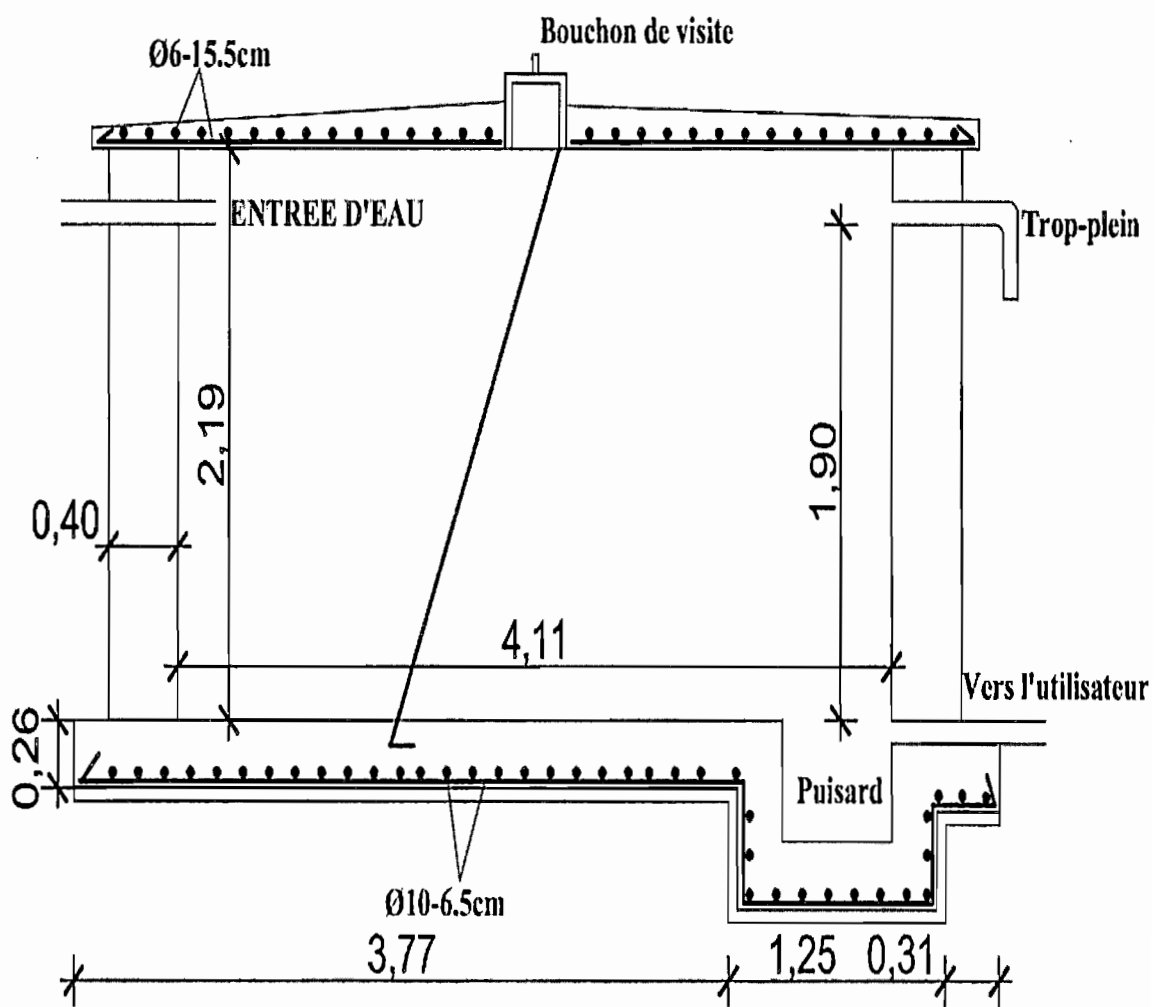


Figure 15: vue en plan et coupe du réservoir de 15m³

CHAPITRE VII : EVALUATION DU COUT GLOBAL DU PROJET

VII.1.Introduction

Pour l'évaluation du coût du projet, on doit calculer la quantité de matériaux qu'il faut mettre en œuvre, les travaux à exécuter ainsi que la main d'œuvre nécessaire en vue de déterminer l'enveloppe financière nécessaire à la réalisation du projet. On aura effectué une comptabilité à la fois en matière et argent permettra l'estimation préalable, la conduite, l'exécution et la facturation des travaux.

VII.2.Mètre des travaux de canalisation

La profondeur du captage dépend essentiellement des conditions géologiques.

Le recouvrement de la couche imperméable portant la nappe est au minimum de 3m(raison d'hygiène).La profondeur moyenne de la tranchée est environ 2m. Tenant compte de la profondeur moyenne et de la pente.

Pour notre cas, on estime la longueur de captage de 16m de drainage en direction de l'écoulement d'eau.

VII.3 Pose des tuyaux de captage

Les drains sont en pvc et perforés de façons à capter le maximum d'eau et sont posés au milieu d'une couche de gravier filtrant d'épaisseur de 90cm .Ils seront recouverts des couches : de sable (épaisseur=30cm), d'argile (épaisseur=50cm) et d'une couche de terre ordinaire au-dessus de laquelle sera plante un gazon.

VII.3.1 Le terrassement en déblai

Le terrassement est exécuté en longueur et en largeur jusqu'à des côtes prescrites ou roches dures afin de capter le maximum d'eau possible. La quantité de terre enlevée servira au remblayage après la pose des tuyaux.

VII.3.2 Le remblayage

Les drains seront recouverts d'une couche de gravier filtrants, d'une feuille en plastique, de l'argile et de la terre ordinaire. On y plantera aussi du gazon.

VII.3.3 Les chambres de vannes, ventouses et purges

❖ Terrassement

Le décapage de la terre végétale est exécuté sur une profondeur de 20cm. pour le terrassement en déblai, toutefois suivant les plans de fondation d'après la formule suivante :

$$V=L * l * H$$

Avec L : Longueur de la fouille

l : largeur de la fouille

H : profondeur de la fouille

❖ Dosage du béton

Le béton de propreté sera dosé à 300kg/m^3 et d'épaisseur de 5cm. Il sera mis sur le sol remanié.

Pour le couvercle, on a :

-épaisseur : 10cm

-dosage : 350kg/m^3

-armatures : \varnothing_8 , st=15cm

-Trapillon : $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ pour accès à l'intérieur

❖ Maçonnerie pour les parois :

- La maçonnerie des parois (épaisseur =20cm) sera en brique cuite de dimension $19 \times 10 \times 5\text{cm}$ ou en moellon.
- Le rejointoyée sera au mortier de ciment et avec une épaisseur de 1cm. Le mortier de ciment sera dosé à 300kg/m^3 .Le fond et les parois seront en enduits au mortier de ciment (épaisseur=3cm)
- Les tuyauteries et accessoires seront comptés (directement pour le mètre) forfaitairement.

VII.4 Les réservoirs

❖ **Terrassement et béton de propreté** : Idem que ventouses, purge et vannes.

❖ **Béton armé pour le couvercle et radier** :

- Epaisseur : déjà calculée au chapitre précédent.
- Dosage : 350kg/m^3
- Armatures : déjà calculées

On va alors déterminer les quantités de ciments, de sable et de graviers à utiliser.

❖ Maçonnerie des parois

La maçonnerie des parois (épaisseur 40cm) sera en moellon. Le rejointoyée sera en mortier de ciment dosé à 300kg/m^3 avec épaisseur de 4cm. Les moellons sont posés rang par rang tout en évitant l'alignement de deux ou plusieurs joints verticaux.

❖ Revêtement intérieur :

Le fond et les parois seront en enduits au mortier de ciment :

-l'épaisseur = 3cm

-dosage = 400kg/m^3

Le revêtement est appliqué avec précaution pour assurer une meilleure étanchéité. Ainsi, l'enduit de mortier sera recouvert par une chape hydrofugée

A. Conduite d'alimentation

La tranchée d'alimentation sera d'au moins 0,9m de profondeur sur 0,50m de largeur. Une couche de sable de 15cm d'épaisseur sera placée en dessous et au-dessus de la conduite pour une bonne stabilité. On exécutera ensuite un remblai avec des terres dépourvues de débris animaux et végétaux. Des gaines métalliques sont prévues pour la protection des tuyaux en PVC aux traversées des routes et des ruisseaux.

Notons que le bord de la tranchée doit être plat tout au long d'une même pente pour que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de deux directions consécutives.

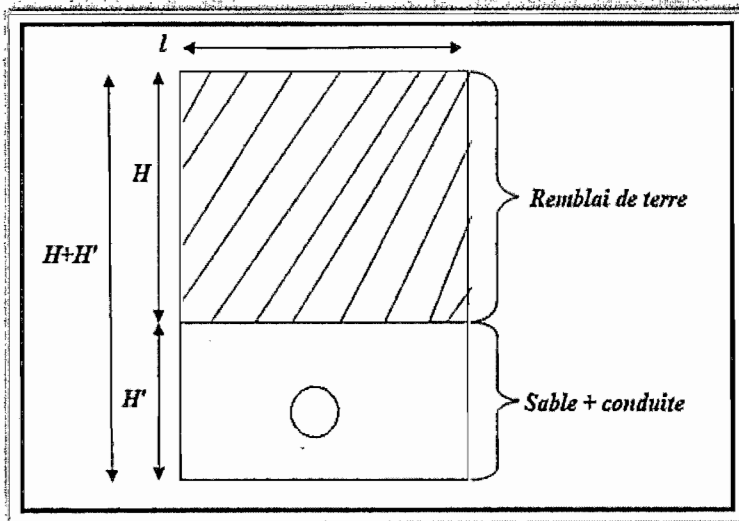


Figure 16 : schéma de positionnement de la conduite

Le métré des travaux de canalisation concerne :

- le volume de sable de pose et d'enrobage (V_s)
- le volume de remblais de terre (V_R)

B. Bornes fontaines

a. Terrassement

Le terrassement consiste à l'enlèvement de la terre végétale sur la profondeur d'environ 30 cm.

b. Béton de propreté

Composition :

- gravier : $0,8 \text{ m}^3$
- sable : $0,4 \text{ m}^3$
- ciment : 300 kg /m^3

Le béton de propreté aura une épaisseur de $\pm 5 \text{ cm}$.

c. Béton armé (pour plate-forme, le pilier du robinet de puisage et chambre de vannes)

La composition reste la même que tous les résultats en béton armé.

VII.5. Détermination du devis quantitatif

C'est un tableau qui nous donne le détail des travaux à réaliser et nous permet de déterminer le résumé complet des quantités d'ouvrages à l'exécution du travail projeté dans l'application des valeurs à ces quantités, bref, c'est un récapitulatif du calcul des quantités qu'on utilisera

Les quantités des matériaux pour le captage sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Devis quantitatif pour le captage

No	DESIGNATION	FORMULE	U	L	l	h ou e(m)	Q	Cp (%)	Qr
				m	m	M		(%)	
I	CAPTAGE								
I.1	Débroussaillage	$L \cdot l$	m^2	22	22		484		484
I.2	Décapage	$L \cdot l \cdot e$	m^3	20	20	0,2	80		80
I.3	Fouille	$L \cdot l \cdot h$	m^3	5	4	2,5	50		50
I.4	gravier filtrant	$L \cdot l \cdot e$	m^3	4	3	0,9	10,8	15	12,4
I.5	Argile	$L \cdot l \cdot e$	m^3	4	3	0,5	6	15	6,9
I.6	Mur de barrage	$L \cdot l \cdot h$	m^3	5	0,4	2,5	5		5
I.6.1	Moellon	65% de v du mur	m^3				3,25	10	3,58
I.6.2	mortier de béton	35% de v du mur	m^3				1,75	10	1,93
I.6.3	ciment pour 350kg/m ³	v mortier *7sac/m ³	sac				12,3	5	13
I.6.4	sable 1	v mortier *0.4m ³ /m ³	m^3				0,7	15	0,81
I.6.5	gravier	v mortier*0.8m ³ /m ³					1,4	15	1,61
I.6.6	tuyau captant	FF	ml				4	15	5
I.6.7	sable 2	$L \cdot l \cdot e$	m^3	4	3	0,2	2,4	15	2,76
I.6.8	feuille plastique	$L \cdot l$	m^2	4	3		12	10	13,20
I.6.9	Argile	$L \cdot l \cdot e$	m^3	4	3	0,5	6	15	6,9
I.6.10	Remblai	$L \cdot l \cdot e$	m^3	4	3	1,3	15,6	15	17,9
I.6.11	poteaux en bois	$((L+l) \cdot 2) / l$ piquets/m	pièce	20	20		80		80
I.6.12	fil barbelé	FF	Rouleau				2		2

Les quantités des matériaux pour la canalisation sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Devis quantitatif pour la canalisation

No	DESIGNATION	FORMULE	U	L	l	h ou e	Q	Cp	Qr
				m	m	M			
II	CANALISATION								
II.1	Décapage	$L \cdot l \cdot h$	m^3	8490	1	0,2	1698		1698
II.2	Fouille	$L \cdot l \cdot h$	m^3	8490	0,6	0,8	4075		4075
II.3	V sables+ V Cte	$L \cdot l \cdot e$	m^3	8490	0,6	0,3	1528		1528
II.4	V conduites	$((\pi \cdot D^2) / 4) \cdot L'$	m^3	8490			1350		1350
II.5	V sables	$(V_s + V_c) - V_c$	m^3				179	10	196
II.6	PVC50/10	L/6m	pièces	6280			1047	10	1151
II.7	PVC40/16	L/6m	pièces	1578			263	10	289
II.8	PVC20/16	L/6m	pièces	632			105	10	116
II.14	Remblai	V fouille-(V _s +V _c)	m^3						2547

Les quantités des matériaux pour les différentes chambres sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Devis quantitatif des chambres CP(02)

DESIGNATION	Formules	Unités	Données				Q
			L(m)	l(m)	e(m)	h(m)	
CP(02)							
Décapage	$(L \cdot l \cdot \text{ép}) \cdot n$	m ³	5	4	0,2		8
Fouille	$(L \cdot l \cdot h) \cdot n$	m ³	4,4	3,6		1,7	53,856
Béton de propreté	$V_t = L \cdot l \cdot \text{ép} \cdot n \cdot 1,15$	m ³	2,4	1,6	0,05		0,384
-gravier	$(V_t \cdot 0.8)$	m ³	2,4	1,6	0,05		0,307
-sable	$(V_t \cdot 0.4)$	m ³	2,4	1,6	0,05		0,154
-ciment	$(v_t \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	Sacs	2,4	1,6	0,05		1,152
Béton de forme pour radier	$V_t = (L \cdot l \cdot d) \cdot n \cdot 1,15$	m ³	2,4	1,6	0,2		1,766
-gravier	$(V_t \cdot 0.8)$	m ³	2,4	1,6	0,2		1,413
-sable	$(V_t \cdot 0.4)$	m ³	2,4	1,6	0,2		0,707
-ciment	$(v_t \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	Sacs	2,4	1,6	0,2		10,598
-planches pour coffrage	$(St \text{ à coffrer} = (L \cdot d) \cdot 2 + (l \cdot d) \cdot 2) \cdot 1,05 / S \cdot \text{Planche} \cdot n$	Pieces	2,4	1,6	0,2		3,44
-clous	$0.15\text{kg}/\text{m}^2 \cdot St \text{ à coffrer} \cdot 1,2$	Kg	2,4	1,6	0,2		0,619
Maçonnerie en moellon:	$V_t = (L + l) \cdot 2 \cdot \text{ép} \cdot h \cdot n \cdot 1,15$	m ³		1,6	0,2	1,4	
	$V_t = (2L + 3l) \cdot \text{ép} \cdot h \cdot n \cdot 1,15$	m ³	2,4	1,6	0,2		5,152
-moellon	$V_t \cdot 75\%$	m ³	2,4	1,6	0,2	1,4	3,864
-mortier	$V_t \cdot 25\% = V_{\text{sable}}$	m ³	2,4	1,6	0,2		1,288
-ciment	$V_{tm} \cdot 350 / 50\text{kg}$	m ³	2,4	1,6	0,2		9,016
Enduit intérieur	$V_t = L \cdot l \cdot \text{ép} \cdot Ht \cdot 1,15 \cdot n$	m ³	2,4	1,2	0,02	1,4	0,185
-sable	$V_t \cdot 1,2$	m ³	2,4	1,2	0,02		0,223
-ciment	$V_t \cdot 350 / 50\text{kg}$	m ³	2,4	1,2	0,02		1,298
Dalle de couverture:	$V_t = S \cdot \text{dalle} \cdot \text{ép} \cdot n$	m ³	2,4	1,6	0,1		0,883
-gravier	$(V_t \cdot 0.8)$	Sacs	2,4	1,6	0,1		0,707
-sable	$(V_t \cdot 0.4)$	m ³	2,4	1,6	0,1		0,353
-ciment	$(v_t \cdot \text{dosage}) / 50\text{kg}$	Sacs	2,4	1,6	0,1		6,182
armatures Ø8	$(1\text{m}/St) \cdot 2 \cdot S \cdot \text{dalle} / 12 \cdot n \cdot 1,1$	Pieces	2,4	1,6	0,1		7,04
-fil à ligaturer	$5\% \cdot P \text{ acier} \cdot L \cdot \text{acier} \cdot n$ $\text{barres} \cdot (D/2)^2 \cdot 3,14 \cdot 1,05 \cdot n$	Kg	2,4	1,6	0,1		0,292
-planche pour coffrage	$(St \text{ à coffrer} = (L \cdot d) \cdot 2 + (l \cdot d) \cdot 2) / S \cdot \text{Planche} \cdot n \cdot 1,05$	planches	2,4	1,6	0,1		3,2
-clous	$0.15\text{kg}/\text{m}^2 \cdot St \text{ à coffrer} \cdot 1,2 \cdot n$	Kg	2,4	1,6	0,1		0,202

Tableau 24: Devis quantitatif pour CD, CV et CVS

No	DESIGNATION	FORMULE	U	L	L	h ou e	Q	Cp	Qr
				M	M	m		(%)	
IIICD(01) ; CV(01), et CVS(06)									
III.1	Décapage	$L * l * e * n$	m ³	3,5	3,5	0,2	19,6	15	23
III.2	Fouille	$L * l * h * n$	m ³	3	3	1,56	112,32	15	130
III.3	V maçonné	$L * l * h * n$	m ³	8,4	0,4	1,3	43,6	15	50
III.4	V moellon	$Vm * 0.65$	m ³				32,5		32,5
III.5	V mortier	$Vm * 0.35$	m ³				17,5		17,5
III.6	V mortier enduit intérieur	$L * h * e * n$	m ³	8,4	1,3	0,01	1,09	15	1,2
III.7	Vt du mortier	$Vmm + Vme$	m ³				20,54	15	23,6
III.8	ciment 350kg/m ³	$vt * 7sac/m^3$	sac				165,35	5	174
III.9	Sable	$1m^3/m^3$ du mortier	m ³				23,62		23,6
III.10	ciment B. Propreté 150kg/m ³	$V Béton * 3sac/m^3 * n$	sac	2,7	2,7	0,05	12,03	5	13
III.11	ciment dalle et radier	$V Béton * 7sac/m^3 * n$	sac	2,7	2,7	0,26	54,05	5	56,8
III.12	Graviers	$0,8m^3/m^3 * L * l * e * n$	m ³	2,7	2,7	0,26	16,68	15	19,2
III.13	Sable	$0,4m^3/m^3 * L * l * e * n$	m ³	2,7	2,7	0,26	8,34	15	9,6
III.14	planches pour coffrage	$(L * e * 2) + (l * e * 2) / 0.6 * n$	pièce	2,7	2,7	0,26	51,48	10	24
III.15	Clous 8cm	$(0,15kg/m^2 * ((L * e * 2) + (l * e * 2)) * n$	kg	2,7	2,7	0,26	9,27	15	11
III.16	ø8 dalle	$((L / 0.15) * 1 + (l / 0.15) * L) / 12 * n$	nl	2,7	2,7		89,10	10	98
III.17	fil à ligaturer	$(\pi * d^2 / 4) * 12 * 7850 * 5\%$	kg				23,19	15	27

Les quantités des matériaux pour la BF sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Devis quantitatif(BF)

No	DESIGNATION	FORMULE	U	L	L	h ou e	Q	Cp	Qr
				m	M	m		(%)	
BF(07)									
IV.1	Décapage	$L * l * e * n$	m ³	2,5	2	0,2	8		8
IV.2	Fouille	$L * l * h * n$	m ³	1,5	1	0,2	2,4		2,4
IV.3	ciment B. prté 150kg/m ³	$L * l * e * 3sacs/m^3 * n$	sacs	1,5	1	0,1	1,8	5	2,0
IV.4	ciment p f et pilier 350kg/m ³	$((L * l * e) + (D^2 / 4 * \pi * h)) * n * 7$	sacs	1,5	1	1,10 / 0,2	18,73	5	20,0
IV.5	Graviers	$(0,8m^3/m^3 * (L * l * e) + (D^2 / 4 * \pi * h)) * n$	m ³	1,5	1	1,10 / 0,2	2,141	15	2,5
IV.6	Sables	$(0,4m^3/m^3 * (L * l * e) + (D^2 / 4 * \pi * h)) * n$	m ³	1,5	1	1,10 / 0,2	1,07	15	1,2
IV.7	Moellon	$L * l * e$	m ³	1,5	1	0,2	2,4	15	2,8
IV.8	armatures ø8 pour plate forme	$((L / 0.15) * 1 + (l / 0.15) * L) / 12 * n$	nl		1		13,33	15	15,0
IV.9	armatures ø8 pour pilier	$(4 * \pi * h * n) / 12$	nl			1,2	3,2	15	4,0
IV.10	fil à ligaturer	$(\pi * d^2 / 4 * nl * 12 * 7850 * 5\%$	kg				4	15	5,2
IV.11	planches pour coffrage plate	$((L * e * 2) + (l * e * 2) / 0.6) * n$	pce	1,5	1	0,2	10	10	11,0
IV.12	triplex pour coffrage pilier	$D * \pi * h * n$	m ²			1,10 / 0,2	5,53	15	6,4
IV.13	Clous	$(0.15kg/m^2 * ((L * e * 2) + (l * e * 2)) * n$	kg	1,5	1	0,15	0,9	10	1,0

Les quantités des matériaux pour le réservoir de 5m³ sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Devis quantitatif des réservoirs (R : 5m³)

No	DESIGNATION	FORMULE	U	D	E ou h	Q	Cp (%)	Qr
				M	m			
V RESERVOIR DE 5 m3(05)								
V.1	Décapage	$D*D*e*n$	m ³	5,75	0,2	6,4		6,6
V.2	Fouille	$D^2/4*\pi*h*n$	m ³	5,2	1,38	31,84		31,84
V.3	ciment B. Preté(150kg/m ³)	$D^2/4*\pi*e*n*3 \text{ sacs/m}^3$	sac	3,5	0,05	7,212	5	7,57
V.4	ciment radier et dalle (350kg/m ³)	$D^2/4*\pi*e*n*7 \text{ sacs/m}^3$	sac	3,5	0,35	117,8	5	123,69
V.5	graviers Dlle, radier et B. P	$(D1^2+D2^2)/4*\pi*e*n*0.8\text{m}^3/\text{m}^3$	m ³	2,4/3,2	0,4	20,1	15	23,11
V.6	sable Dlle, radier et B. P	$(D1^2+D2^2)/4*\pi*e*n*0.4\text{m}^3/\text{m}^3$	m ³	2,4/3,2	0,4	10,05	15	11,56
V.7	ciment pour enduit (400kg/m ³)	$D*\pi*h*e*n*8\text{sacs/m}^3$	sac	2,4	1,4/0,03	12,66	5	13,29
V.8	sable pour enduit	$1\text{m}^3/\text{m}^3*D*\pi*h*e*n$	m ³	2,4	1,4/0,03	1,583	15	1,82
V.9	V parois	$*(DE^2-DI^2)*\pi/4*h*n$	m ³	2,4/3,20		24,62		24,62
V.10	V moellons	$65\%*V \text{ parois}$	m ³			16	10	17,60
V.11	V mortier	$35\%*V \text{ parois}$	m ³			8,616	10	9,48
V.12	ciment parois350kg/m ³	$V \text{ mortier}*7\text{sacs/m}^3$	sac			60,31	5	63,33
V.13	sable pour parois	$1\text{m}^3/\text{m}^3 \text{ du mortier}$	m ³			8,616	15	9,91
V.14	armatures ø10 radier	$(16.7\phi 10/\text{m}^2*D^2)/12*n$	pièce	3,5		46,76	10	51,44
V.15	armatures ø8 pour dalle	$(5\phi 8/\text{m}^2*D^2)/12*n$	pièce	3,4		13,33	10	14,66
V.16	fil à ligaturer	$(\pi*d^2)/4*nl*12*7850*5\%$	kg			22	15	25,30
V.17	planche coffrage (dalle et radier)	$*(((L*e*4)+(D^2/4*\pi)))*n/0.6$	pièce	2,4	0,2	69,5	10	76,45
V.18	Clous	$0,15\text{kg}/\text{m}^2*((L*e*4)+(D^2/4*\pi))*n$	kg	2,4	0,2	6,255	15	7,19
V.19	ciment hydrofuge	FF	kg			60		60,00

Tableau 27 : Devis quantitatif des réservoirs (R : 15m³)

No	DESIGNATION	FORMULE	U	D	h ou e	Q	CP (%)	Qr
				M	M			
VII RESERVOIR DE 15 m³(01)								
VII.1	Décapage	$D*D*e*n$	m ³	5.8	0.2	6.7	3	6,9
VII.2	Fouille	$D^2/4*\pi*h*n$	m ³	5,3	1,48	32,5		32,7
VII.3	ciment B. Preté(150kg/m ³)	$D^2/4*\pi*e*n*3 \text{ sacs/m}^3$	sac	4,7	0,05	2,6	5	3
VII.4	ciment radier et dalle (350kg/m ³)	$D^2/4*\pi*e*n*7 \text{ sacs/m}^3$	sac	4,3	0,35	71,0	5	74,7
VII.5	graviers Dlle, radier et B. P	$(D1^2+D2^2)/4*\pi*e*n*0.8\text{m}^3/\text{m}^3$	m ³	4,2	0,4	8,5	15	9,7
VII.6	sable Dlle, radier et B. P	$(D1^2+D2^2)/4*\pi*e*n*0.4\text{m}^3/\text{m}^3$	m ³	4,1/4,3	0,51	5,5	15	6,5
VII.7	ciment pour enduit (400kg/m ³)	$D*\pi*h*e*n*8\text{sacs/m}^3$	sac	3,5	2/0,03	4,5	5	5
VII.8	sable pour enduit	$1\text{m}^3/\text{m}^3*D*\pi*h*e*n$	m ³	3	1,8/0,03	0,5	15	0,6
VII.9	V parois	$*(DE^2-DI^2)*\pi/4*h*n$	m ³	3,5/4,3		9,8		10,0
VII.10	V moellons	$65\%*V \text{ parois}$	m ³			6,4	10	7
VII.11	V mortier	$35\%*V \text{ parois}$	m ³			3,4	10	3,75
VII.12	ciment parois350kg/m ³	$V \text{ mortier}*7\text{sacs/m}^3$	sac			26,5	5	27,7
VII.13	sable pour parois	$1\text{m}^3/\text{m}^3 \text{ du mortier}$	m ³			3,8	15	4,35
VII.14	armatures ø12 radier	$(13.4\phi 12/\text{m}^2*D^2)/12*n$	pièce	4.2		9,4	10	10,3
VII.15	armatures ø8 pour dalle	$(6.6\phi 8/\text{m}^2*D^2)/12*n$	pièce	4		4,4	10	4,85
VII.16	fil à ligaturer	$(\pi*d^2)/4*nl*12*7850*5\%$	kg			6,5	15	7,65
VII.17	planche coffrage (dalle et radier)	$*(((L*e*4)+(D^2/4*\pi)))*n/0.6$	pièce	3.5	0.2	17,4	10	19,1
VII.18	Clous	$0,15\text{kg}/\text{m}^2*n*((L*e*4)+(D^2/4*\pi))$	kg	3.5	0.2	1,6	15	1,8
VII.19	ciment hydrofuge	FF	kg			20,0		20

Les quantités des matériaux pour la CVS de la BF sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Devis quantitatif de la CVS pour BF

NO	DESIGNATION	FORMULE	U	L	L	h ou e	Q	Cp (%)	Qr
VI CVS pour BF(07)									
VI.1	Décapage	$L * l * e * n$	m ³	2	2	0,2	5,6		6
VI.2	Fouille	$L * l * h * n$	m ³	1	1	0,5	5,04		5,76
VI.3	Briques	$(L * h * 180) * n$	pièce	3		0,5	2,3	15	2649.6
VI.4	V briques	$(n \text{ br} * V d'1 \text{ br}); (\text{pr } 19 * 9 * 5 \text{ bri})$	m ³				2,27		2,27
VI.5	V mortier pour maçonnerie	$((L * h * e) * n - V \text{ briques})$	m ³	3		0,5/0,2	0,29		0,29
VI.6	V mortier pour enduit intérieur	$L * h * e * n$	m ³	3		0,5/0,2	0,13		0,13
VI.7	Vt du mortier	$V_{mm} + V_{me}$	m ³				0,42		0,42
VI.8	ciment (300kg/m ³)	$v t * 6 \text{ sac} / m^3$	sac				2,54	5	10
VI.9	Sable	$1 m^3 / m^3 \text{ du mortier}$	m ³				0,42	15	0,49
VI.10	ciment B. prté(150kg/m ³)	$(L * l * e) * n * 3 \text{ sac} / m^3$	sac	1	1	0,05	1,2	5	2
VI.11	Sables	$(0,8 m^3 / m^3 * L * l * e) * n$	m ³	1	1	0,05	0,32	15	0,37
VI.12	Graviers	$(0,4 m^3 / m^3 * L * l * e) * n$	m ³	1	1	0,05	0,93	15	1,07
VI.13	ciment dallete (350kg/m ³)	$(L * l * e) * n * 7 \text{ sac} / m^3$	sac	1	1	0,12	4,59	5	5
VI.14	Graviers	$(0,8 m^3 / m^3 * L * l * e) * n$	m ³	1	1	0,12	0,7	15	0,8
VI.15	Sables	$0,4 m^3 / m^3 * L * l * e * n$	m ³	1	1	0,12	0,26	15	0,3
VI.16	planches pour coffrage	$((L * e * 2) + (l * e * 2) / 0,6) * n$	pièce	1	1	0,12	6,4	10	7
VI.17	Clous	$(0,15 \text{ kg} / m^2 * ((L * e * 2) + (l * e * 2))) * n$	kg	1	1	0,12	0,43	15	1
VI.18	armatures ø8 pour dalle	$((L / 0,15) * 1 + (l / 0,15) * L) / 12 * n$	nl	1	1		6.67	10	7,33
VI.19	fil à ligaturer	$((\pi * d^2) / 4) * n * 12 * 7850 * 5\%$	kg				1.74	15	2

Les quantités des matériaux pour le réservoir de 15m³ sont calculées dans le tableau suivant :

VII.5.1 Devis estimatif des fournitures

Le devis estimatif consiste à déterminer le prix total des fournitures pour un projet à réaliser.

Tableau 29: Devis estimatif des fournitures (tuyaux, captage, CD, CP, CVS et BF)

NO	DESIGNATION	U	Q	P.U(FBU)	P.T(FBU)
1. TUYAUX					
1	PVC (50/10)	Pièces	1151	25000	28783333
2	PVC (40/16)	Pièces	289	35000	10125500
3	PVC (20/16)	Pièces	116	25000	2896667
Sous total					41805500
2. Accessoires=sous total*10%					4180550
Sous total tuyaux et accessoires					45986050

3.2 CD(01), CP(02), CV (01) et CVS (06)					
1	Ciment	Sacs	244	27000	6582600
2	Sable	m ³	33	20000	664000
3	Gravier	m ³	19	25000	480000
4	Moellon	m ³	36	25000	897500
5	fil à ligaturer	Kg	27	5000	135000
6	clous de 8 cm	Kg	11	3000	33000
7	ø8 HA	Pièces	98	8000	784000
8	Planches	Pièces	24	5000	120000
Sous total					9696100

3.3 Bornes fontaines(07)					
1	Ciment	Sacs	22	27000	594000
2	Sable	m ³	1,2	20000	24000
3	Gravier	m ³	2,5	25000	62500
4	Moellon	m ³	2,76	25000	69000
5	fil à ligaturer	Kg	6	5000	30000
6	clous de 8 cm	Kg	2	3000	6000
7	ø8 HA	Pièces	19	8000	152000
8	Planches	Pièces	11	5000	55000
9	Triplex	m ²	6,4	3000	19200
Sous total					1011700

Tableau 30 : Devis estimatif des fournitures (CVS pour BF et R (5m³, 15m³))

3.4 Réservoirs de 5 m ³ (05)					
1	Ciment	Sacs	207,88	27000	5612760
2	Sable	m ³	23,29	20000	465800
3	Gravier	m ³	23,11	25000	577750
4	Moellon	m ³	17,6	25000	440000
5	fil à ligaturer	Kg	25,3	5000	126500
6	clous de 8 cm	Kg	7	3000	21000
7	ø8 HA	Pièces	15	8000	120000
8	ø10 HA	Pièces	51	12000	612000
9	Planches	m ²	76	5000	380000
10	ciment hydrofuge	Kg	16	15000	240000
Sous total					10640000

3.5 CVS Pour BF(07)					
1	Ciment	Sacs	21	27000	567000
2	Sable	m ³	2,33	20000	46600
3	Gravier	m ³	0,854	25000	21350
4	Briques	Pièces	3876	35	135660
5	fil à ligaturer	Kg	3	5000	15000
6	clous de 8 cm	Kg	1	3000	3000
7	Ø8 HA	pièces	8	8000	64000
8	Planche	pièces	6	5000	30000
sous total					882610

3.6 Réservoirs de 15 m ³ (01)					
1	Ciment	sacs	221	27000	5967000
2	Sable	m ³	20	20000	400000
3	Gravier	m ³	19	25000	475000
4	Moellon	m ³	14	25000	350000
5	fil à ligaturer	kg	15	5000	75000
6	clous de 8 cm	kg	4	3000	12000
7	ø8 HA	pièces	10	8000	80000
8	ø1 HA	pièces	21	12000	252000
9	Planches	m ²	38	5000	190000
10	ciment hydrofuge	kg	40	15000	600000
Sous total					8401000
total fournitures					113613825

VII.5.2 Devis estimatif des travaux

Le devis estimatif consiste à déterminer le prix total des travaux pour un projet à réaliser.

Tableau 31 : Devis estimatif des travaux (et fournitures)

3.2 CD(01), CP(02), CV (01), CVS (06)					
1	Ciment	Sacs	244	27000	6582600
2	Sable	m ³	33	20000	664000
3	Gravier	m ³	19	30000	576000
4	Moellon	m ³	36	35000	1256500
5	fil à ligaturer	Kg	27	5000	135000
6	clous de 8 cm	Kg	11	5000	55000
7	ø8 HA	Pièces	98	15000	1470000
8	Planches	Pièces	24	5000	120000
Sous total					10859100

NO	DESIGNATION	U	Q	P.U(FBU)	P.T(FBU)
1 .TUYAUX					
1	PVC (50/10)	Pièces	1151	30000	34540000
2	PVC (40/16)	Pièces	289	35000	10125500
3	PVC (20/16)	Pièces	116	25000	2896667
Sous total					47562167
2. Accessoires=sous total*20%					9512433
Sous total tuyaux et accessoires					57074600

3.3 Bornes fontaines(07)					
1	Ciment	Sacs	22	27000	594000
2	Sable	m ³	1,2	20000	24000
3	Gravier	m ³	2,5	25000	62500
4	Moellon	m ³	2,76	30000	82800
5	fil à ligaturer	Kg	6	5000	30000
6	clous de 8 cm	Kg	2	8000	16000
7	ø8 HA	Pièces	19	15000	285000
8	Planches	Pièces	11	5000	55000
9	Triplex	m ²	6,4	5000	32000
Sous total					1181300

3.4 Réservoirs de 5 m³(05)					
1	Ciment	Sacs	208	27000	5612760
2	Sable	m ³	23,3	20000	465800
3	Gravier	m ³	23,1	25000	577750
4	Moellon	m ³	17,6	30000	528000
5	fil à ligaturer	Kg	25,3	5000	126500
6	clous de 8 cm	Kg	7	80000	560000

7	ø8 HA	Pièces	15	15000	225000
8	ø10 HA	Pièces	51	18000	918000
9	Planches	m ²	76	5000	380000
10	ciment hydrofuge	Kg	16	20000	320000
Sous total					10640000

N0	DESIGNATION	U	Q	P.U	P.T
1. Captages					
1	Débroussaillage	m ²	484	500	242000
2	aménagement complet de captage	FF	1	3000000	3000000
3	gazon de l'air de captage	m ²	400	1000	400000
4	Clôture	Ml	80	5000	400000
5	fossé de protection	Ml	120	15000	1800000
sous total					5842000
2. chambre étanche					
1	chambre de départ	FF	1	600000	600000
3. chambre non étanche					
1	CVS	FF	6	500000	3000000
2	CP	FF	2	400000	800000
3	CV	FF	1	400000	400000
4	BF	FF	7	250000	1750000
sous total					5950000
4. Réservoirs en maçonnerie de moellon					
1	Réservoirs de 5m ³	FF	4	4000000	16.000.000
2	Réservoirs de 15m ³	FF	2	5000000	10.000.000
sous total					26.000. 000
5. Installation de tuyauterie					
1	Creusement des tranchées	Ml	8490	1000	8490000
2	pose des tuyauteries	Ml	8491	500	2560830
3	remblayages des tranchées	Ml	8492	300	2560830
sous total					13611660
1	Mise en service du réseau	FF	1	1000000	1000000
2	Nettoyage et repliement du chantier	FF	1	1200000	1200000
sous total					2200000
Total travaux					54203660
Total travaux et fournitures					133.958.660
total avec imprévus de 10%					147354526

Nous disons cent quarante-sept million, trois cent cinquante – quatre mille, cinq cent vingt-six de Francs Burundais (147354526).

VII.6 Planning des activités

Introduction générale

Le but du planning est de fournir un maximum d'informations sur les données de réalisation. Chaque activité est donc déterminée et détaillée suivant sa phase de réalisation.

La planification consiste à déterminer une ligne d'action dans l'objectif d'atteindre le but visé. Cette ligne d'action est composée par plusieurs éléments à savoir :

- la détermination d'un objectif ;
- l'établissement d'un cheminement ;
- la hiérarchisation des responsabilités pendant toute la durée des travaux.

Il existe plusieurs types de planning dans la littérature mais pour notre projet nous avons préféré d'utiliser le planning de GANTT

Tableau 32: planning des taches

N°	Désignation des travaux	Unité	T.E.M	Quantité	Temps (h/ouvrier)	Semaine par ouvrier	Semaines planifiées	Effectifs (ouvriers)
1	Installation du chantier		FF				1	5
2	Décapage de la terre végétale	m ³	2,5	2881,4	7203,5	180,0875	2	90
3	Fouille de la canalisation et ouvrage du Génie Civil	m ³	3	4270,2	12810,6	320,265	5	65
4	Lit de sable pour enrobage	m ³	2,5	1544,4	3861	96,525	3	33
5	Pose des conduites	ml	0,6	1804,35	1082,61	27,06525	3	10
6	Remblayage	m ³	2,5	3139	7847,5	196,1875	3	64
7	Maçonnerie de Briques	m ³	15	12,4	186	4,65	1	5
8	Maçonnerie de moellons	m ³	20	12,31	246,2	6,155	4	2
9	Ferraillage	kg	0,2	7217	1443,4	36,085	3	12
10	Coffrage	m ²	2	182,3	364,6	9,115	3	4
11	Bétonnage	m ³	18	53,42	961,56	24,039	4	6
12	Décoffrage	m ²	0,5	182,3	91,15	2,27875	2	2

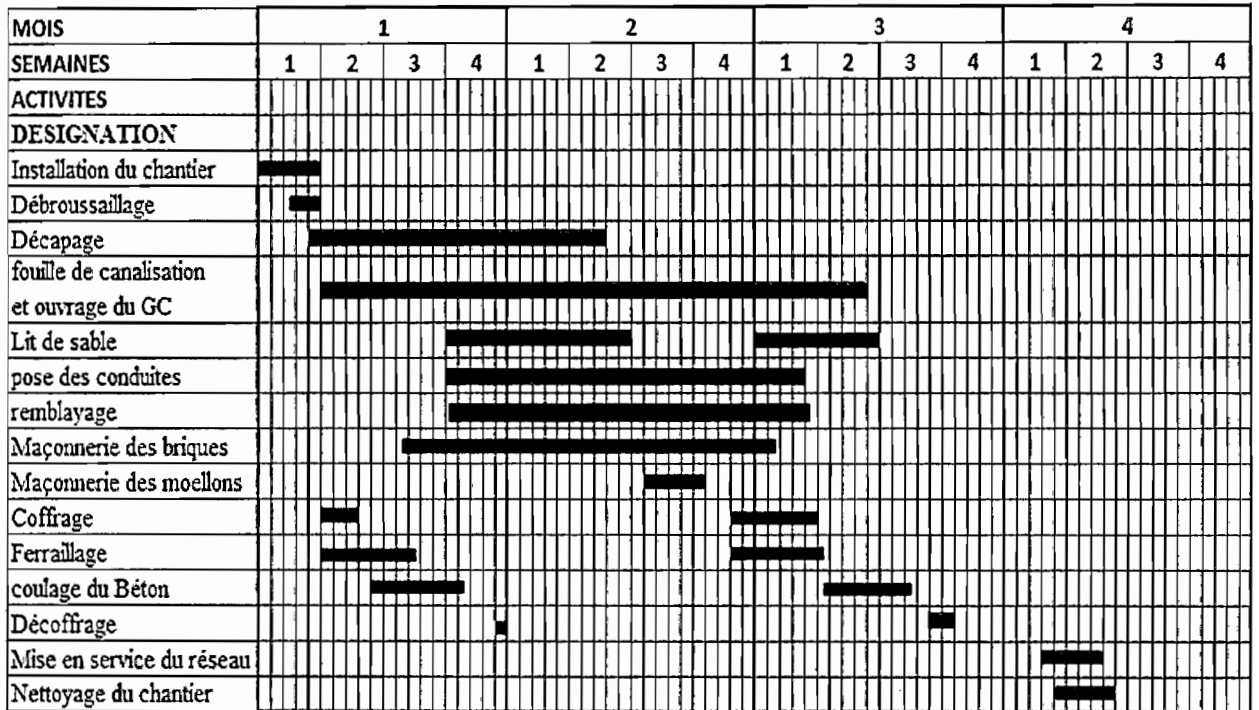


Figure 17 : Diagramme de GANTT

CHAPITRE VIII. CONCLUSION GENERALE

VIII.1 Introduction

Comme nous l'avons signalé au paravent ; ce projet est destiné à l'alimentation en eau potable des collines KIDASHA, MURENGUKO et Colline NYARUKERE ainsi que les équipements se trouvant ces collines.

Dans l'étude de ce projet ; nous avons pu remarquer que l'eau parviendra à tous les lieux prévus. Les calculs hydrauliques effectués montrent que les tuyaux seront en PVC avec des diamètres extérieurs de 50mm ,40mm et 20 mm Les pressions dynamiques sont de 10bars et 16 bars.

Il est aussi à considérer que l'eau potable est un moteur d'un développement harmonieux. Nous espérons qu'une fois ce projet sera réalisé ; les bénéficiaires ne manqueront pas de l'eau et tout cela sans parcourir de longues distances.

VIII.2.Recommandations

- il faudra former et engager un personnel local qui pourra suivre et veiller à l'entretien du réseau ;
- il faudra sensibiliser les abonnés à la prise de conscience sur la bonne gestion de l'infrastructure ;
- L'entretien des réseaux doit être la priorité des usagers ; il faudra donc que ces derniers doivent contribuer au bon fonctionnement de cette activité

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. Ouvrages generaux

1. A. DUPONT, Hydraulique urbaine (Tome I et II) : Edition Eyrolles-Paris (1979-1981)
2. J. BONNIN, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine : Edition Eyrolles – Paris, 1982
3. SKATT : Manuel Technique pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, ST. Gall.1985
4. ROLAND ; VILAGINES : Eau, Environnement et santé publique : Introduction à l'hydrologie, 2^{ème} édition

II. PROJET DE FIN D'ETUDES

1. BIGIRIMANA Benoît : ETUDE à la contribution d'adduction d'eau potable à BUHINYUZA, Province KARUSI, ITS, Université du Burundi, Bujumbura 2006.
2. MINANI Venant : Etude d'Alimentation en eau potable, Réseau de RUBARASI, Bujumbura 2006

ANNEXES

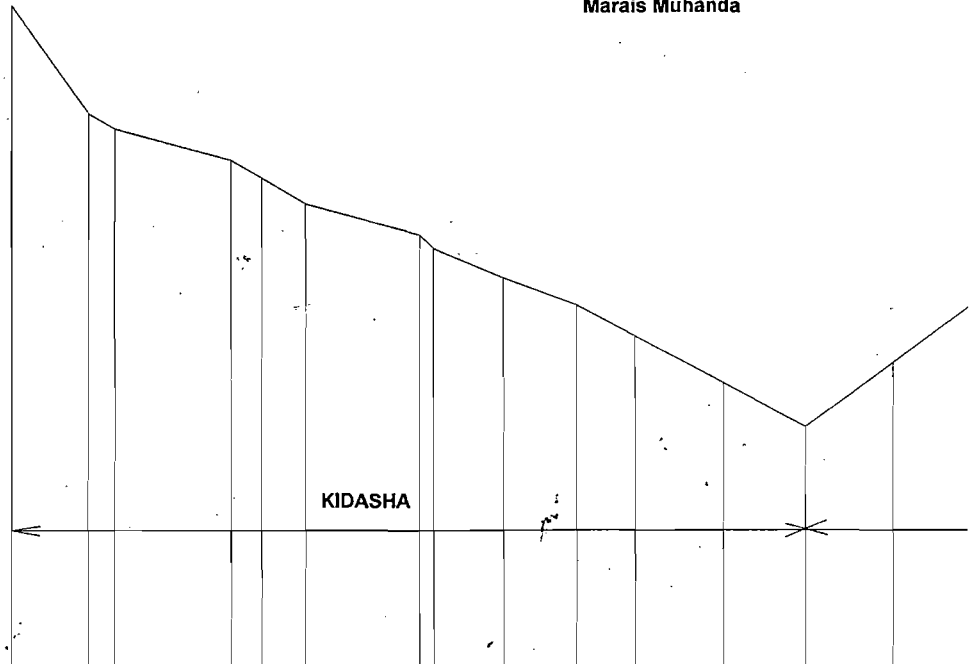
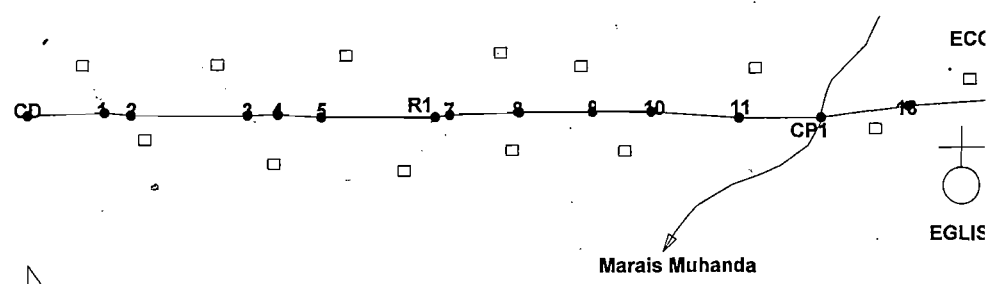
Tableau des diamètres normalisés des conduites

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

Diamètres des barres d'acier :

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

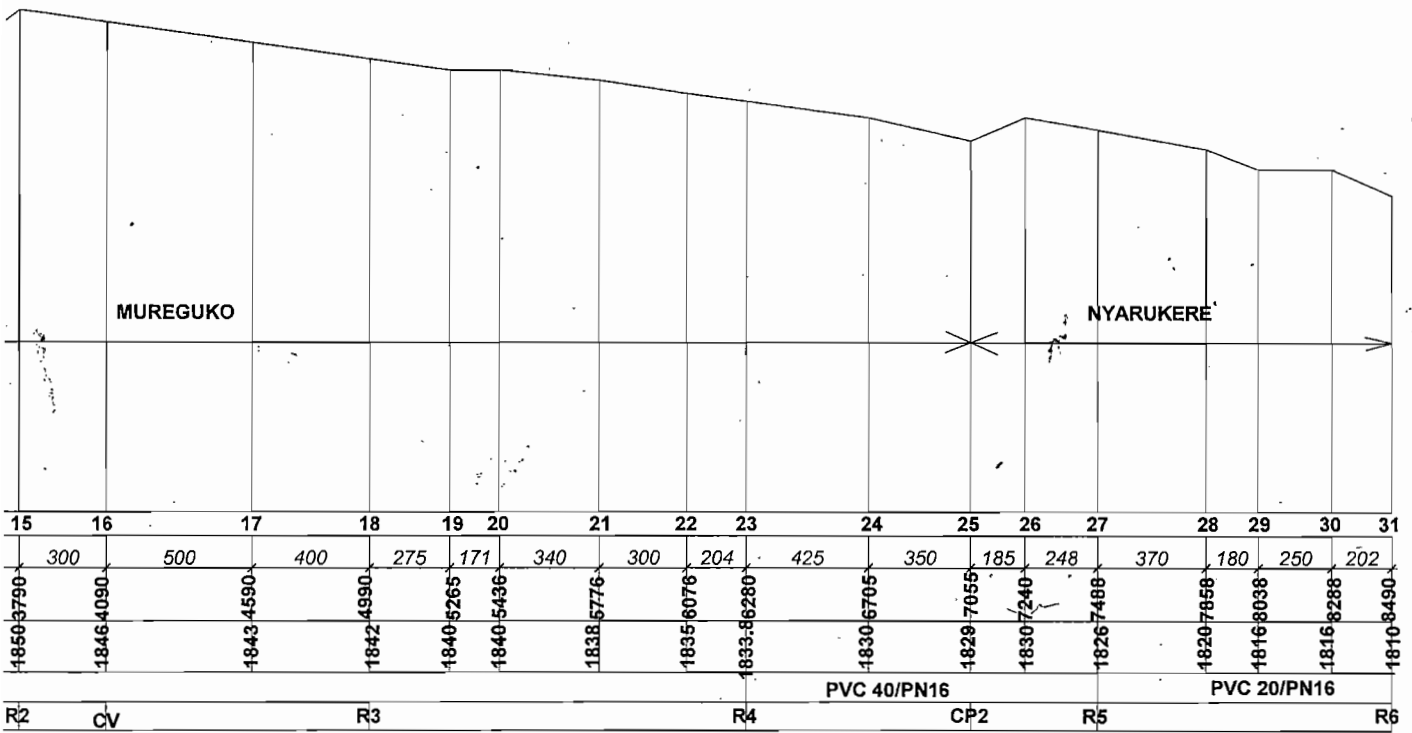
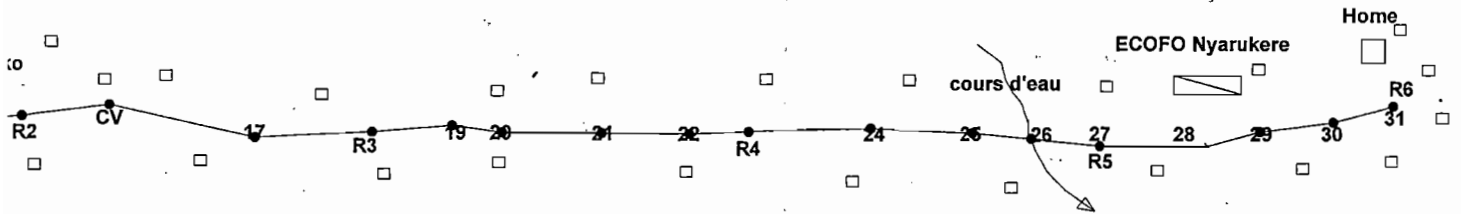
PROFIL EN LONG E1



Plan de comparaison 1700.00

No des points du profil	CD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Distances Parielles	266	90	398	104	150	390	50	240	250	200	300	280	300	400
Distances cumuleés	1900.0.00	1882.266	1868.356	1859.754	1854.858	1851.1008	1846.1398	1844.1448	1839.1688	1836.1938	1826.2138	1804.2438	1796.2718	1814.3018
Altitudes du terrain naturel	1900.0.00	1882.266	1868.356	1859.754	1854.858	1851.1008	1846.1398	1844.1448	1839.1688	1836.1938	1826.2138	1804.2438	1796.2718	1814.3018
Diametres des tuyaux												PVC 50/PN10		
ouvrages d'art	CD						R1					CP1		

E SITUATION



**PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE
DE MURENGUKO-NYARUKERE**

Commune Kiganda
Province Muramvya

Source Nyagisumo DEBIT :1.5l/s

LEVE ET DRESSE PAR :	Echelle	DATE
AHAMR	1/1000 1/25000	Septembre 2016