

2013-11

Projet d' alimentation en eau potable :
cas du réseau
Mugabanure-Murehe-Butwe en
Commune Mbuye de la Province
Muramvya Horizon 2012-2032

Butoyi, Jacques

UB, ITS

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2322>

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



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

**« PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :
CAS DU RESEAU MUGABAMURE – MUREHE – BUTWE
EN COMMUNE MBUYE DE LA PROVINCE MURAMVYA**

« HORIZON 2012 – 2032 »

**PAR :
BUTOYI Jacques
&
NDIKUMANA Léonard**

**Sous la Direction de :
Ir. & Msc NIYONZIMA William**

**Projet de fin d'études présenté et
défendu publiquement en vue d'obtention
d'un Diplôme d'ingénieur industriel en
génie civil.**

BUJUMBURA/ NOVEMBRE /2013

DEDICACE

A Dieu tout puissant ;
A mon Père ;
A ma regrettée Mère ;
A mes frères et sœurs ;
A mes oncles et tentes ;
A mes cousins et cousines ;
A tous ceux qui me sont chers ;
A mon ami NDIKUMANA Léonard ;

BUTOYI Jacques

A Dieu tout puissant ;
A mon regretté Père ;
A ma chère Mère ;
A ma chère épouse bien aimée ;
A mon enfant aîné ;
A mes frères et sœurs ;
A mes oncles et tentes ;
A mes cousins et cousines ;
A tous ceux qui me sont chers ;
A mon ami BUTOYI Jacques ;

NDIKUMANA Léonard

Nous dédions ce travail.

REMERCIEMENTS

Le fruit de notre travail n'aurait pas pu aboutir sans le concours de nombreux intervenants en plus de nos efforts fournis.

Nous remercions en premier lieu le Seigneur tout puissant qui nous a gardé et guidé dès notre naissance jusqu'aujourd'hui.

Nos vifs remerciement sont adressés à nos chers parents et à nos membres de famille qui avaient tant souffert à cause de notre formation complète à partir du primaire, secondaire jusqu'à Université.

Qu'il nous soit autorisé à remercier Monsieur Ir & Msc NIYONZIMA William d'avoir accepté la direction de ce travail malgré ses différentes responsabilités.

Nous remercions également tous les professeurs de la FSA/ITS en général et ceux du département du Génie Civil en particulier qui nous ont théoriquement et pratiquement formés d'une façon satisfaisante.

Enfin, nous remercions tous les étudiants avec qui nous avons partagé peines et joies et ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce projet de fin d'études qu'ils trouvent une source de légitime satisfaction.

SIGLES ET ABREVIATIONS

A.E.P	: Alimentation en Eau Potable
A .G	: Acier Galvanisé
B.A	: Béton Armé
B.F	: Borne Fontaine
C.C	: Chambre Collective
C.P	: Chambre de Purge
C.S	: Centre de Santé
C.V	: Chambre de Ventouse
C.V.N	: Chambre de Vanne
C.V.N.S	: Chambre de Vanne et de Sectionnement
D.E	: Diamètre Extérieur
D.I	: Diamètre Intérieur
D.N	: Diamètre Nominal
G.C	: Génie Civil
F.A.B	: Fer à Béton
I.T.S	: Institut Technique Supérieur
F.S.A	: Faculté des Sciences Appliquées
O.M.S	: Organisation Mondiale de la Santé
P.N	: Pression Nominale
P.V.C	: Polychlorure de vinyle
R.A.E.P	: Réseau d'Alimentation en Eau Potable
R.C.E	: régie Commercial de l'Eau
T.M	: Taux de Mortalité
T.N	: Taux de Natalité

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.II : Découpage administrative de la commune MBUYE	10
Tableau 2.III : Projet de l'évolution de la population	12
Tableau 3.III : Population résidente	15
Tableau 4.III : Collectivités à desservir.....	15
Tableau 5.III : Estimation des besoins journaliers.....	17
Tableau 6.III : Récapitulatif des consommations.....	18
Tableau 7.V : Dimensionnement proprement dit.....	40
Tableau 8. VI: Coefficient de consommation.....	51
Tableau 9.VI : Capacité du réservoir R1	54
Tableau 10.VI: Capacité du réservoir R3	55
Tableau 11.VI: Capacité de réservoir R5	56
Tableau 12. VI: Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	57
Tableau 13.VII: Hauteur de la couche d'enrobage	94
Tableau 14.VII : synthèse des travaux de canalisation.	94
Tableau 15.VII : Evaluation des conduites d'alimentation.	95
Tableau 16.VII : Devis estimatif.....	109
Tableau 17.VII : Répartition (Délai, exécution et main d'œuvre).....	111
Tableau 18.VII : Graphique de GANT	112

LISTE DES FIGURES

Fig.1.I : Schéma du cycle de l'eau	3
Fig.2.II : Carte de la Province MURAMVYA.....	5
Fig. 3.II : Plan de situation de la zone	6
Fig.4.II : Carte de la commune MBUYE.....	8
Fig.5.IV : sources d'affleurement.....	24
Fig.6.IV : source déversement	24
Fig.7.IV : Source d'émergence	25
Fig.8.IV : Schéma de captage	27
Fig.9. V : Illustration du profil piézométrique.....	35
Fig.10.V : Schéma de fonctionnement	38
Fig.11. V : Profil en long du réseau	41
Fig.12. VI : Disposition des tuyaux dans le Réservoir.....	48
Fig.13. VI : Réservoir type de 10m ³	64
Fig.14. VI: Reservoir type de 15 m ³	71
Fig.15.VI : La chambre de purges.....	73
Fig.16.VI : La chambre de ventouses.....	74
Fig.17. VI : Borne fontaines.....	76
Fig.18.VII : Type de tranchée de canalisation	93

RESUME

Depuis que la terre fut créée l'eau est une source de bien être et reste toujours un élément de très grande nécessité à l'être humain ainsi qu'à tous les êtres vivants. Une eau insoluble étant la base de plusieurs maladies à transports hydriques. Ainsi donc, elle doit être suffisamment traitée pour qu'elle soit consommée sans aucun risque.

C'est pourquoi, le présent travail de fin d'études est consacré à l'alimentation en eau potable de MUGABAMURE-MUREHE-BUTWE en commune MBUYE de la province MURAMVYA. Cas de la source GAHASA pour pallier aux problèmes dus aux manques d'eau observés à l'endroit des populations résidentes de la zone du projet et, qui peuvent les surprendre suite au non entretien du réseau existant et à la croissance démographique qui sont considérés comme des éléments principaux qui ont conduit à faire une étude sur cet élément d'une importance capitale pour la vie en général, en souciant particulièrement sur celle de l'Homme et en s'appropriant la source GAHASA qui prend l'origine sur le mont KIRIKA de la commune MBUYE, pour contribuer au développement socio-économique de ladite localité.

En effet, après avoir évalué la croissance démographique des bénéficiaires actuels et futurs de cette zone, leur développement est passé ainsi un revue sur la qualité et la quantité de cette ressource ; nous avons rapporté tous les besoins en eau potable au dimensionnement des éléments du captage, des conduites de transport et des ouvrages de stockage et de distribution dans le but de satisfaire le besoin en eau pour une période allant de 2012 jusqu'en 2032.

Ainsi donc, un bref aperçu sur le transport, le stockage et la distribution de l'eau aux populations bénéficiaires nous a permis de déterminer finalement le cout globale estimé pour tous les travaux ; où les devis estimatif de notre projet s'élève d'un montant équivalent à cent quatre vingt neuf millions quatre cent cinquante quatre mille cinq cent neuf francs Burundais (189454509 FBU).

Enfin, pour que le réseau puisse être exploité en toute sa qualité et en bonne gestion, nous recommanderions aux autorités administratives d'assurer sa sauvegarde surtout sur la protection, l'entretien et d'appliquer des sanctions envers les gens qui ne respecteront pas ces prescriptions pour le bon fonctionnement du réseau. Ainsi, pour sa production et sa réalisation, nous avons également ouvert une ligne ne d'orientation et une base de données pour toute personne qui voudra effectuer un projet pareil.

TABLES DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
SIGLES ET ABREVIATIONS	iii
LISTE DES TABLEAUX	iv
LISTE DES FIGURES	v
RESUME	vi
TABLES DES MATIERES	vii
CHAPITRE I: INTRODUCTION GENERALE	1
I.1 Présentation du sujet	1
I.2. Objet du sujet.....	1
I.3. Motivation du sujet.....	2
I.4. Cycle de l'eau	2
CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA ZONE DU PROJET	4
II.1. Présentation générale du site.....	4
II.1.1. Situation géographique du lieu	4
II.1.1.1. La province de MURAMVYA.....	4
II.1.1.2. La commune de MBUYE	7
II.1.1.3. Le climat de la région	9
II.1.1.4. Le relief et l'hydrographie	9
II.1.2. Organisation administrative de la commune MBUYE	10
II.1.3. Situation socio-économique de la commune MBUYE.....	10
II.1.3.1. Situation sociale.....	10
II.1.3.1.1. Education.....	10
II.1.3.1.2. La santé	11

II.1.3.2. Situation économique	11
II.1.4. Population et densité.....	11
CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE.....	13
III.1. Notion de pertes d'eau de consommation	13
III.2. Notion de la quantité d'eau de consommation	14
III.3. Identification des besoins en eau	14
III.3.1. Evaluation de la population	14
III.3.2. Estimation des besoins en eau	15
III.3.3. Tableau récapitulatif des consommations journalières en eau de tous les bénéficiaires de notre réseau actuellement à l'horizon 2032.....	18
III.3.4. Estimation des besoins en eau maximum.....	19
III.3.4.1. Production de pointe.....	19
III.3.4.2. Pertes.....	19
III.3.4.3. Marges	20
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION ...	21
IV.1. Introduction	21
IV.2. Système d'alimentation choisi.....	21
IV.3. Nature des sources et leurs classifications	22
IV.3.1 Définition d'une source.....	22
IV.3.2. Nature des sources	22
IV.3.3. Classification des sources.....	23
IV.4. Captage	26
IV.4.1. Introduction.....	26
IV.4.2. Principe de captage	26
IV.4.3. Caractéristiques des drains et du gravier filtrant.....	28
IV.4.4. La pose des drains	29
IV.4.5. Tranchées drainantes.....	29

IV.4.6. Chambre de collecte.....	29
IV.4.7. Désinfection du captage	29
IV.4.8. Protection du captage	30
CHAPITRE V : CALCULS HYDRAULIQUES ET SCHEMA DE FONCTIONNEMENT.....	31
V.1. Dimensionnement du réseau de distribution	31
V1.1. Structure du réseau choisi.....	31
V.1.2 Types des conduites.....	31
V.1.3. Dimensionnement des conduites.....	33
V.1.4. Les accessoires de la conduite d'alimentation.....	36
V.2. Schéma de fonctionnement du réseau	37
V.3. Dimensionnement proprement dit.....	39
V.4.presentation des profils en long du réseau (MUGABAMURE-MUREHE- BUTWE).....	40
CHAPITRE VI : LES OUVRAGES DE STOCKAGE.....	45
VI.1. Réservoir.....	45
VI.1.1. Définition et utilité	45
VI.1.2. Fonctionnement du réservoir	45
VI.1.3. Classification des réservoirs	46
VI.1.4. Emplacement et altitude des réservoirs.....	46
VI.1.5. Principe de construction du réservoir	47
VI.1.6. Les équipements du réservoir	49
VI.1.7. Capacité du réservoir.....	50
VI.1.8. Dimensionnement des réservoirs du projet.....	56
VI.2.1. Chambre de captage	72
VI.2.2. Chambre collectrice	72
VI.2.3. Chambre de départ	72

VI.2.4. Chambre d'équilibre et la brise de charge	72
VI.2.5. Chambre de purge	72
VI.2.6. Chambre de ventouse	73
VI.2.7. Chambre de vanne et de sectionnement.....	74
VI.2.8. Ouvrages de distribution	75
VI.2.8.1. Robinets	75
VI.2.8.2. Bornes fontaines.....	75
VI.2.8.3. Décharges	77
VI.2.8.4. Clapets de retenue	77
CHAPITRE VII : EVALUATION DU COUT DU PROJET	78
VII .1. Généralités.....	78
VII. 2. Main d'œuvre et matériel.....	78
VII .2.1. Main d'œuvre	78
VII.2.2. Matériel de chantier	79
VII.3. Devis descriptif.....	80
VII.3.1. Captage.....	80
VII.3.1.1. Décapage de la terre végétale.....	80
VII.3.1.2. Terrassement en déblai.....	80
VII.3.1.3. Pose des tuyaux de captage	80
VII.3.1.3.1. Gravier filtrant (m ³)	80
VII.3.1.3.2. Tuyaux captant en ml.....	80
VII.3.1.3.3 .Remblai	81
VII.3.2. Chambre de départ.....	81
VII.3.2.1. Décapage de la terre végétale.....	81
VII.3.2.2. Terrassement.....	81
VII.3.2.3. Bétons.....	81
VII.3.2.4. Maçonnerie des parois en moellon.....	82

VII.3.2.5. Tuyauteries et accessoires	83
VII.3.2.6. Conduite d'alimentation.....	83
VII.3.2.6.1. Tranchée de pose des tuyaux.....	83
VII.3.2.6.2. Pose des tuyaux.....	83
VII.3.2.6.3. Remblai des tranchées.....	83
VII.3.3. Accessoires à la conduite d'alimentation	84
VII.3.3.1. Chambre de ventouse.....	84
VII.3.3.2. Chambre de purges	85
VII.3.4. Réservoirs.....	86
VII.3.5. Bornes fontaines	88
VII.4. Devis quantitatif	89
VII.4.1. Description des travaux.....	89
VII.4.1.1. Captage.....	89
VII.4.1.2. Chambre de départ.....	90
VII.4.1.3. Travaux de canalisation	93
VII.4.1.3.1. Fouille de canalisation	93
VII.4.1.4. Accessoires à la conduite	95
VII.4.1.4.1. Chambre de ventouse et chambre de purge	95
VII.5. Devis estimatif.....	104
VII.5.1. Planification des tâches.....	109
CHAPITRE VIII : CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION	113
VIII.1. Conclusion générale	113
VIII.2. Recommandations	113
BIBLIOGRAPHIE.....	114
ANNEXES	115

CHAPITRE I: INTRODUCTION GENERALE

I.1 Présentation du sujet

L'eau est une source naturelle indispensable à toute vie humaine, animale et végétale. Les activités quotidiennes le prouvent d'avantage. La répartition de cette eau n'est pas uniforme. A travers le monde, on constate que $\frac{3}{4}$ de la surface terrestre sont occupés par l'eau.

Mais cela n'empêche que la sécheresse apparaisse dans beaucoup de région dont notre continent Africain fait parti.

Pour notre pays, un grand nombre de personne qui vit à la campagne nécessite la disponibilité de l'eau pour la consommation humaine ; pour les usages domestiques, ainsi que les animaux. Cela exige que cette eau soit d'accès facile en quantité suffisante et de bonne qualité.

Cette eau exige un contrôle et un traitement efficace pour prévenir aux maladies comme le choléra, la diarrhée, ... etc. que les habitants de cette même localité parcourent des grandes distances pour s'approvisionner en eau. C'est pour cette raison que nous allons contribuer à l'alimentation en eau potable de ce site pour améliorer les conditions de vie.

I.2. Objet du sujet

Vu les conditions de vie des habitants de la commune MBUYE spécialement les habitants des collines de MUGABAMURE, MUREHE et BUTWE de la zone GASURA pour question de manque d'eau potable.

Nous allons nous consentir au projet d'alimentation en eau potable de cette localité pour améliorer leur état de santé quant à l'eau aussi bien en quantité qu'en qualité aux habitants de la zone d'influence dudit projet d'alimentation en eau potable.

I.3. Motivation du sujet

Dans la vie de tous les jours, l'eau est une source naturelle très indispensable à toutes les réalisations sur notre planète.

La répartition de cette ressource n'est pas uniforme, l'eau est bien rare et cette rareté cause des problèmes sur l'efficacité économique parce que la croissance démographique et le développement économique font augmenter la demande.

La consommation de l'eau insalubre étant à la base de la prédominance des maladies comme la diarrhée, le choléra, l'ascariose, la bilharziose, etc. qui sont la plupart des fois mortelles.

A cause des grandes distances que les habitants des collines MUGABAMURE, MUREHE, BUTWE parcourent pour s'approvisionner en eau, nous voudrions contribuer à l'alimentation en eau potable de cette localité pour leur assurer une meilleure santé et en se basant de leur progrès accru dans le leur développement socio-économique.

I.4. Cycle de l'eau

Le cycle de l'eau est sans commencement ni fin et est constitué par :

- Les précipitations ;
- Les ruissellements ;
- L'évaporation, la transpiration ;
- L'infiltration.

L'évaporation lente et incessante des fleuves, des lacs et des mers grâce à l'énergie solaire conduit à la formation des nuages atmosphériques. Ces nuages, poussés par les vents se transforment en pluies ou en neiges suite à la variation de température (**Condensation**).

Une fraction des eaux s'évapore, une autre ruisselle ou s'infiltré. Les eaux d'infiltration sont reprises en partie par la végétation qu'elles alimentent avant d'être rejetées dans l'atmosphère et une autre partie s'accumulent dans le sous-sol pour former les nappes souterraines qui, à leur tour en s'écoulant, donnent naissance aux sources qui émergent à la surface du sol.

Le cycle n'a ni début ni fin, il continue comme une boucle.

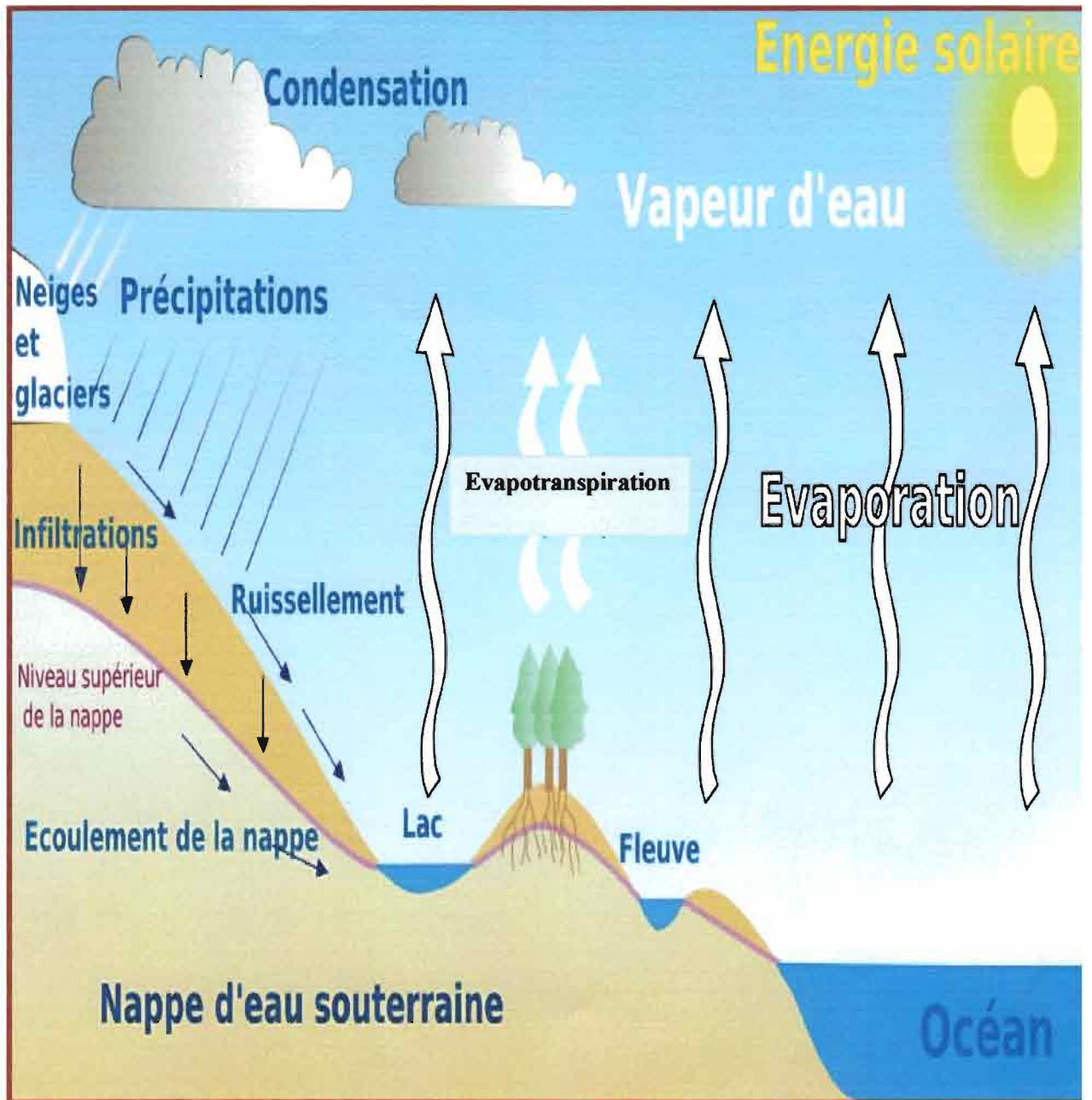


Fig.1.1 : Schéma du cycle de l'eau

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA ZONE DU PROJET

II.1. Présentation générale du site

II.1.1. Situation géographique du lieu

II.1.1.1. La province de MURAMVYA

Elle est située au centre-ouest du Burundi, elle se trouve entre 3°18' et 3°50' de latitude Sud et 29°35' de longitude Est. Elle est limitée au Nord par la province KAYANZA, à l'Ouest par les provinces BUBANZA et BUJUMBURA Rural, au Sud par la province MWARO, et à l'Est par la province GITEGA.

Elle a une superficie de 695.52 km², soit 2.7% de la superficie totale du pays. Elle s'étend sur 3 régions naturelles à savoir : le MIRWA, le KIRIMIRO et le MUGAMBA.

La province de MURAMVYA est découpée en 5 communes subdivisées en 15 zones. Ces dernières sont subdivisées à leur tour en 99 collines de recensement.

Communes	Superficie	Nombre de zones	Nombre de collines
BUKEYE	184km ²	3	18
KIGANDA	111.58 km ²	3	16
MBUYE	123.40 km ²	3	26
MURAMVYA	193 km ²	4	22
RUTEGAMA	82.54 km ²	3	17

Découpage de la Province MURAMVYA



Fig.2.II : Carte de la Province MURAMVYA

II.1.1.2. La commune de MBUYE

La commune MBUYE est située au Nord-est de la province de MURAMVYA. Elle a une superficie estimée à 123.4 km² soit 18% de la province (695.52 km²) et 2% du pays (27834 km²).

Elle est limitée :

- Au Nord par la commune RANGO de la province KAYANZA ;
- Au Sud par les communes RUTEGAMA et KIGANDA de la province MURAMVYA ;
- A l'Est par les communes MUTAHO et BUGENDANA de la province GITEGA ;
- A l'Ouest par les communes de MURAMVYA et BUKEYE.

Toute l'étendue de la commune MBUYE s'étend sur la région naturelle de KIRIMIRO caractérisée par une altitude variant entre 1500 et 2000 m, un climat du type équatorial doux, un réseau hydrographique plus important, composé principalement d'affluent de la RUVUBU, MUBARAZI, NETE, KAGOMA, ses précipitations moyennes annuelles sont de 1800mm et une température moyenne annuelle de 16.8°C.

Découpage de la commune MBUYE

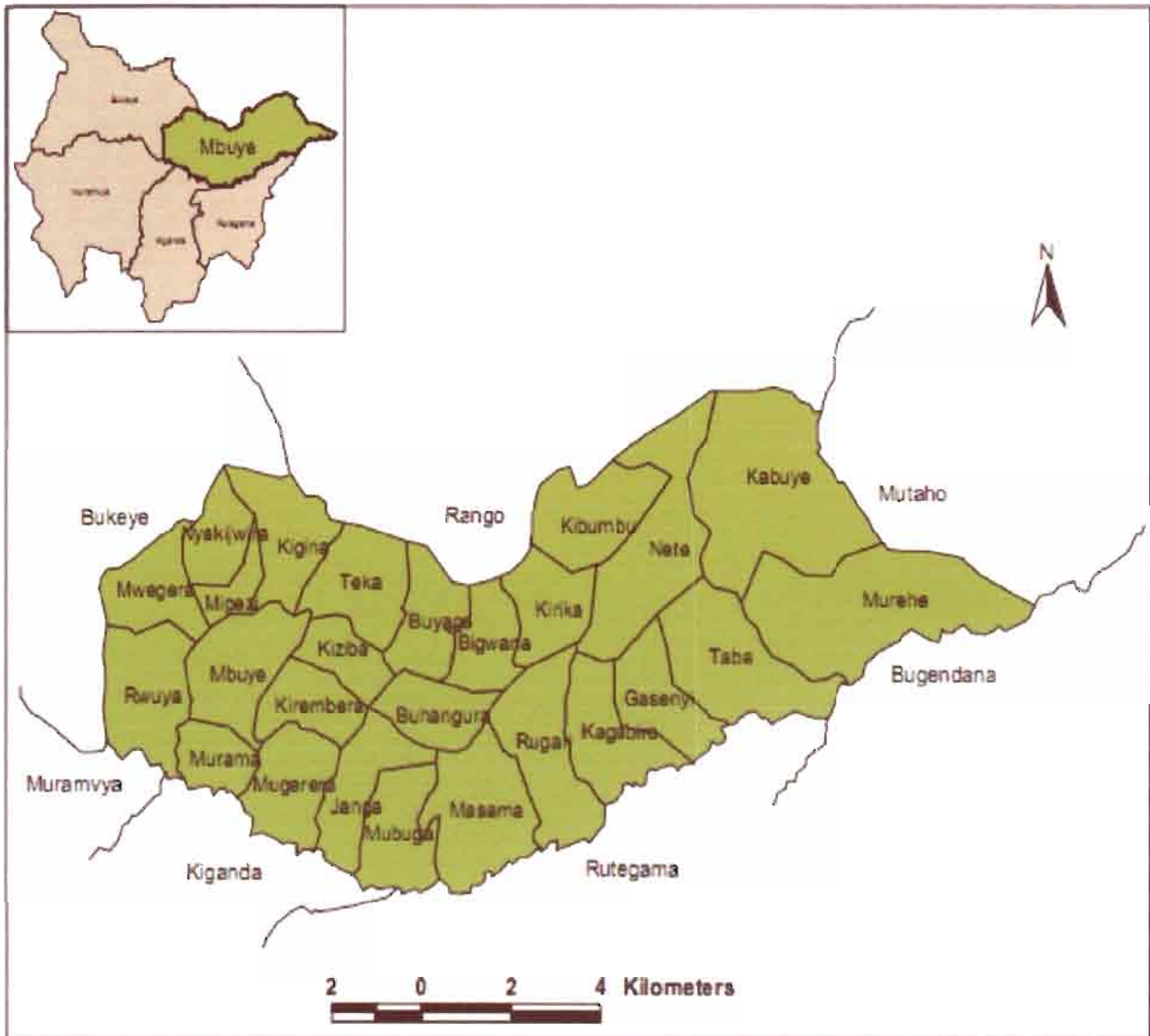


Fig.4.II : Carte de la commune MBUYE

II.1.1.3. Le climat de la région

Le climat est déterminé par les régions naturelles dans lesquelles se trouve la province de MURAMVYA, ce dernier est à cheval sur 3 régions naturelles à savoir : MUMIRWA, MUGAMBA, et KIRIMIRO qui se distingue bien et possède une grande variété.

II.1.1.4. Le relief et l'hydrographie

a) Le relief

La partie occidentale est caractérisée par un relief montagneux avec les massifs et sommets de la crête Congo-Nil dont le point culminant est le mont TEZA qui est à 2666m d'altitude.

La partie Est est moins accidentée et représente le prolongement du versant oriental de la crête Congo-Nil. L'altitude varie entre 1500 m et 2000 m dans la région naturelle de KIRIMIRO.

b) L'hydrographie

La province de MURAMVYA dispose d'un réseau hydrographique dense et moyen important composé principalement d'affluent de la RUVUBU, MUBARAZI, MUCECE, NKOKOMA. La province possède des ressources en eau considérablement pouvant servir à l'irrigation et aux adductions d'eau potables.

II.1.2. Organisation administrative de la commune MBUYE

La commune MBUYE est constituée de 3 zones et 26 collines réparties comme suit :

Zones	Collines de recensement
MBUYE	Mbuye, Migezi, Kigina, Rwuya, Mwegera, Nyaki, Jwira, Mugere ra, Murama, Kirembera, Kiziba, Teka
BUHANGURA	Buyaga, Bigwana, Buhangura, Kirika, Kibumbu, Janga, Mubuga, Rugari, Masama
GASURA	Gasenyi, Kabuye, Kigabira, Murehe, Nete, Taba

Source : Découpage administrative du Burundi / MININTER /DPP / IFES / USAID / DECEMBRE 2005.

Tableau 1.II : Découpage administrative de la commune MBUYE

II.1.3. Situation socio-économique de la commune MBUYE

II.1.3.1. Situation sociale

II.1.3.1.1. Education

- ✓ Enseignant primaires : la situation des écoles primaires de la commune MBUYE est le suivant : nombre d'écoles est 16 écoles fonctionnelles dont 15 à cycle complet et une dont le cycle incomplet, le nombre de salle de cours est 119, le nombre d'élèves est 11803 dont 5989 filles et le nombre des enseignants est 157 dont 87 femmes ;
- ✓ Enseignement secondaires : comprend 4 écoles fonctionnelles, toutes les 4 sont des collèges communaux dont une à cycle complet, les salles des cours sont 16, les élèves sont 1067 dont 498 filles, et le nombre total des enseignants est 31 ;
- ✓ Enseignement des métiers : comprend 2 écoles, 3 salles de cours, 48 élèves et 4 enseignants ;
- ✓ Centre d'alphabétisation : comporte 35 centres avec 31 salles des cours, les apprenants sont 513 et les enseignants sont 31.

II.1.3.1.2. La santé

La commune MBUYE connaît des problèmes sanitaires généraux tels que :

- Insuffisances des équipements des établissements sanitaires ;
- Insuffisances des ressources humaines ;
- Insuffisances des infrastructures sanitaires.

Cette commune possède 2 centres de santé qui sont KIVOGA et GASURA et une maternité qui est KIVOGA.

II.1.3.2. Situation économique

La commune MBUYE vit essentiellement de :

- ✓ L'agriculture dont les cultures vivrières, industrielles et maraîchères dominant.
- ✓ L'élevage dont l'élevage des bovins, des ovins et des caprins.
- ✓ Le commerce et l'artisanat qui sont en évolution.

II.1.4. Population et densité

La population totale de la commune MBUYE est estimée, en 2005 à 54023 habitants dont 25840 hommes soit 49% et 28183 femmes, soit 51% sur une superficie de 123.4 km².

La densité de la commune MBUYE est de 438 hab. /km² ;

La densité de la province MURAMVYA est de 393 hab. /km² ;

La densité Nationale est de 273 hab. /km².

La densité de la commune MBUYE est supérieure à la densité Nationale et celle de la province MURAMVYA.

La population de la commune MBUYE est très jeune.

En effet, la tranche d'âges allant de 0 à 24 représente 63% de la population totale de la commune MBUYE ; cependant, la pyramide des âges présente une base très large.

Evolution de la population

	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
MBUYE	52652	53342	54041	54748	55466	56192	56928	57674

Source : MININTER / UPP / Avril 2006.

Tableau 2.III : Projet de l'évolution de la population

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

III.1. Notion de pertes d'eau de consommation

Les pertes d'eau s'expriment par la différence entre le volume d'eau produite par les ouvrages de captage et ceux réellement consommés en aval du réseau de distribution.

Cette différence est souvent le résultat de plusieurs facteurs à savoir :

- Les fuites aux joints des tuyaux ;
- Les fuites sur les corps même des tuyaux ;
- Les fuites aux presses étoupes, des robinets vannes, et borne fontaines mal entretenus ;
- Les faux relevés des compteurs : ils ne sont pas fréquent mais ne sont pas à exclure ;
- Les fuites aux bouches de lavage ou incendie, etc.

Dans un réseau bien entretenu, les pertes atteignent couramment 25% de la consommation à 35% pour un entretien moyen, elles peuvent atteindre ou dépasser 50% pour le réseau mal entretenu.

Pour notre projet, les pertes sont évaluées à 25%.

Ainsi, la formule suivante nous permet d'exprimer les pertes inévitables en 2032.

$$Q_{\text{pertes}} = Q_{\text{moy}} \left(\frac{P}{1-P} \right) \quad (\text{Formule III.1})$$

Avec Q_{pertes} : pertes journalières d'eau

Q_{moy} : besoin moyen journalier

P : proportion de perte.

III.2. Notion de la quantité d'eau de consommation

a) Consommation horaire

C'est la quantité d'eau de consommation par heure (en m³/h) ; cette consommation horaire maximale ou de pointe est nécessaire pour le dimensionnement du réseau de distribution.

b) Consommation journalière

C'est la quantité d'eau consommée en une journée (en m³/j). La consommation journalière maximale ou de pointe est utile pour le calcul des ouvrages de production et de stockage (réservoir).

c) Consommation annuelle

C'est la quantité d'eau consommée durant toute l'année (en m³/an). Elle est surtout utile pour l'hydraulique qui doit vérifier si les ressources en eau sont suffisantes.

III.3. Identification des besoins en eau

III.3.1. Evaluation de la population

a) La population actuelle

La population actuelle est évaluée sur base d'un recensement ou d'une enquête menée auprès de l'administration.

L'ISTEEBU peut aussi fournir des données d'études statiques fiables ; on estime la population à l'aide des formules composées :

$$P_n = P_o (1+z)^n \quad (\text{Formule III.2})$$

Avec P_n : population après n années ;

P_o : population initiale ;

z : taux d'accroissement de la population ;

n : durée de vie (horizon de planification).

b) La population résidente

Localisation	Population	Bénéficiaire en 2012	Bénéficiaire en 2032	% desservi
MUGABAMURE	2750	550	713	25.92
MUREHE	4764	1315	1703	35.74

Tableau 3.III : Population résidente

c) Collectivités à desservir

Localisation	Effectif	Total
E.P GASURA	707 élèves	2773
Co. Co GASURA	475 élèves	
Eglise GASURA	560 fidèles	
Centre de santé GASURA	12 lits	
E.P MUREHE	637 élèves	
Eglise MUREHE	382 fidèles	

Tableau 4.III : Collectivités à desservir

III.3.2. Estimation des besoins en eau

a) Estimation des besoins journaliers

Au cours de notre visite sur terrain, nous avons permis de classer les besoins comme suit :

1. Les villageois ;
2. Les branchements publics ;
3. Les branchements privés.

1. Les villageois

Localisation	Nombre de ménages	Bénéficiaire en 2012	Consommation 2012 en l/j	Dotation l/j/hab.	Bénéficiaire en 2032	Consommation 2032 en l/j	Consommation totale en l/s	
							2012	2032
MUGABA MURE	110	550	11000	20	763	15260	0.123	0.176
MUREHE	263	1315	26300	20	1856	37580	0.305	0.429
BUTWE	76	380	7600	20	543	10860	0.088	0.126
TOTAL	449	2245	44900	-	3162	64160	0.520	0.731

2. Branchements publics

Catégories	Désignation	Effectifs 2012	Dotation l/j/hab.	Consommation 2012 en l/j	Consommation 2012 en l/s	Effectifs 2032	Consommation 2032 en l/j	Consommation 2032 en l/s
Ecoles	-E.P GASURA	707 élèves	5	3535	0.040	1011	5055	0.099
	-E.P MUREHE	637 élèves	5	3185	0.037	911	4555	0.053
	-CO.CO GASURA	475 élèves	5	2375	0.028	678	3390	0.040
Centre de santé	C.D.S GASURA	12 lits	150	1800	0.020	18	2700	0.032
Eglise	-Eglise GASURA	560 fidèles	1	560	0.006	800	800	0.010

	-Eglise MUREHE	382 fidèles	1	382	0.004	546	546	0.007
TOTAL		2773	-	11837	0.135	3964	17046	0.201

3. Branchements privés

Catégories	Désignation	Effectifs 2012	Dotation l/j/hab.	Consommation 2012 en l/j	Consommation 2012 en l/s	Effectifs 2032	Consommation 2032 en l/j	Consommation 2032 en l/s
Homes	Home GASURA pour les enseignants	24	100	2400	0.028	35	3500	0.040
	Home GASURA pour C.D.S	2	100	200	0.002	3	300	0.003
	Home MUREHE pour les enseignants	5	100	500	0.005	8	800	0.009
TOTAL		31	-	3100	0.035	46	4600	0.052

Tableau 5.III : Estimation des besoins journaliers

III.3.3. Tableau récapitulatif des consommations journalières en eau de tous les bénéficiaires de notre réseau actuellement à l'horizon 2032

Catégories	Situation en 2012			Situation en 2032		
	Personnes	Dotation l/j/hab.	Consommation journalière en m ³ /j	Personnes	Dotation l/j/hab.	Consommation journalière en m ³ /j
Villageois	2245	20	44.9	3162	20	63.240
Branchement privé	31	100	3.1	46	100	4.6
Ecole primaire	1344	5	6.72	1922	5	9.610
Co. Co	475	5	2.375	678	5	3.390
C.D.S	12	150	1.8	18	150	2.7
Eglise	942	1	0.942	1346	1	1.346
Sous-Totaux (Q _{moy} total)			59.837			84.886
Pertes 20%			11.967			16.977
Production de pointe (15%) Q _{max} total (l/j)			8.975			12.732
TOTAL			80.975			114.595

	2012	2032
Consommation m ³ /j	80.975	114.595
Consommation en l/s (Q _{max} total)	0.934	1.32

Tableau 6.III : Récapitulatif des consommations.

III.3.4. Estimation des besoins en eau maximum

Les besoins totaux obtenus ne peuvent pas nous servir directement de base pour le dimensionnement hydraulique dans le chapitre qui va directement suivre. Il va falloir de déterminer la production de pointe, les pertes de charges mais aussi, se fixer une consommation. Toutes ces données réunies nous donneront les besoins maximum.

III.3.4.1. Production de pointe

La production de pointe tient compte des activités quotidiennes des populations comme par exemple les jours de dimanche et samedi, on constate des variations au niveau de la consommation, nous pouvons nous fixer. Ce facteur de production de pointe à 15%.

$$Q_{j \max} = Q_{J \text{ moy}} * (c+1) \quad (\text{Formule III.3})$$

Avec $Q_{j \max}$: production de pointe ;
 $Q_{J \text{ moy}}$: besoins moyen journaliers ;
 c : facteurs de production de pointe.

III.3.4.2. Pertes

Des pertes inévitables d'eau sont dues au lavage des filtres dans les stations d'épurations, aux robinets non ou mal fermés et principalement aux fuites des canalisations intérieures des immeubles.

La plus grande partie de ces fuites sont évaluées par une mesure noctule du débit, elles dépendent de l'état d'entretien du réseau de distribution.

Dans un réseau bien entretenu, les pertes atteignent couramment 25% de la consommation à 35% pour un entretien moyen, elles peuvent atteindre ou dépasser 50% pour les réseaux mal entretenus.

$$\text{Pertes} = Q_{J \text{ moy}} * \left[\frac{1}{1-s} - 1 \right] \quad (\text{Formule III.4})$$

Avec $Q_{J \text{ moy}}$: besoins moyen journaliers

III.3.4.3. Marges

Pour prévoir une évolution de la consommation, on doit tenir compte dans les projets des extensions prévues ou disponibles de l'agglomération ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

$$\text{Marge} = \frac{P_n - P_o}{P_o} \quad (\text{Formules III.5})$$

Avec P_n : population après n années

P_o : population initiale.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION

IV.1. Introduction

Après avoir déterminé les besoins des bénéficiaires du réseau, on procède aux calculs hydrauliques et au dimensionnement des ouvrages d'art relatifs afin que l'eau distribuée puisse arriver jusqu'à tous les points à desservir.

Il existe deux systèmes d'alimentation en eau potable : Le système gravitaire et celui de pompage.

a) Le système gravitaire

C'est un système d'alimentation en eau potable utilisé lorsque le point de captage est situé à une altitude supérieure à celle du réservoir du lieu à alimenter. Ce système est économique et pratiquement les conduites ne subissent pas les coups de bélier.

b) Le système de pompage

Ce système est utilisé lorsque le point de captage de l'eau se situe à un niveau inférieur par rapport au lieu à desservir à l'aide d'une pompe qui refoule l'eau jusqu'au niveau supérieur.

IV.2. Système d'alimentation choisi

Un système d'alimentation est dicté par la topographie du lieu de captage ; du cheminement de l'eau captée et du lieu à desservir.

Selon cette topographie, nous allons adapter un système gravitaire car la source se trouve à une altitude largement supérieure à tous les points de distribution. La distribution s'effectuera par l'intermédiaire de bornes fontaines pour la plus grande part.

IV.3. Nature des sources et leurs classifications

IV.3.1 Définition d'une source

Une source est un emplacement où les eaux souterraines débouchent à l'air libre. Toute source est alimentée par une portion de la nappe aquifère qui lui a donné naissance.

IV.3.2. Nature des sources

La source contribue l'exécutoire de la nappe phréatique ou du gisement. Son débit varie selon la nature des terrains dans lequel l'eau circule. La porosité des grains constitue le sol, la perméabilité du terrain dans lequel circulent l'eau et le degré de rétention de l'eau influent sur le débit de sortie de l'eau à la source.

a) La porosité d'un sol

La porosité d'un sol est le rapport entre le volume des vides du terrain au volume total (vide + grains). Elle est fonction de la grosseur des grains et leur compacité. La porosité représente la quantité totale que peut emmagasiner un terrain.

$$n = \frac{V_{air} + V_{eau}}{V_{total}} * 100\% \quad (\text{Formule IV.1})$$

Ou

$$P_r = \frac{V_v}{V_t} \quad (\text{Formule IV.2})$$

Où V_v : Volume des vides ;

V_t : Volume total.

b) La perméabilité

La perméabilité caractérise la facilité de circulation de l'eau au travers d'un terrain. Elle dépend des facteurs suivants :

- ✓ La grosseur des grains ;
- ✓ La forme (arrondie ou aplatie) ;
- ✓ Le mode d'enchevêtrement et de la porosité.

Quelques valeurs de coefficients de perméabilité

Gravier	Gravier+Sable	Sable	Argile
$1 \cdot 10^{-2}$ à 1	$0.5 \cdot 10^{-2}$ à $1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-4}$ à $30 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-7}$ à $1 \cdot 10^{-10}$

c) Degré de rétention du terrain

L'eau emmagasinée dans un terrain n'est pas disponible en totalité une partie est retenue par le terrain lui-même ou par absorption. Elle est très forte pour les argiles et diminue pour les sables et les graviers.

IV.3.3. Classification des sources

On distingue plusieurs catégories des sources :

a) Les sources d'affleurement

Il s'agit de l'eau apparue dans une vallée ouverte entre versant d'une formation perméable ou roche et qui atteint dans le fond d'une couche imperméable présentant une ligne de source de contact de l'imperméable ; leur débit est souvent important et celles-ci sont plus intéressantes à capter.

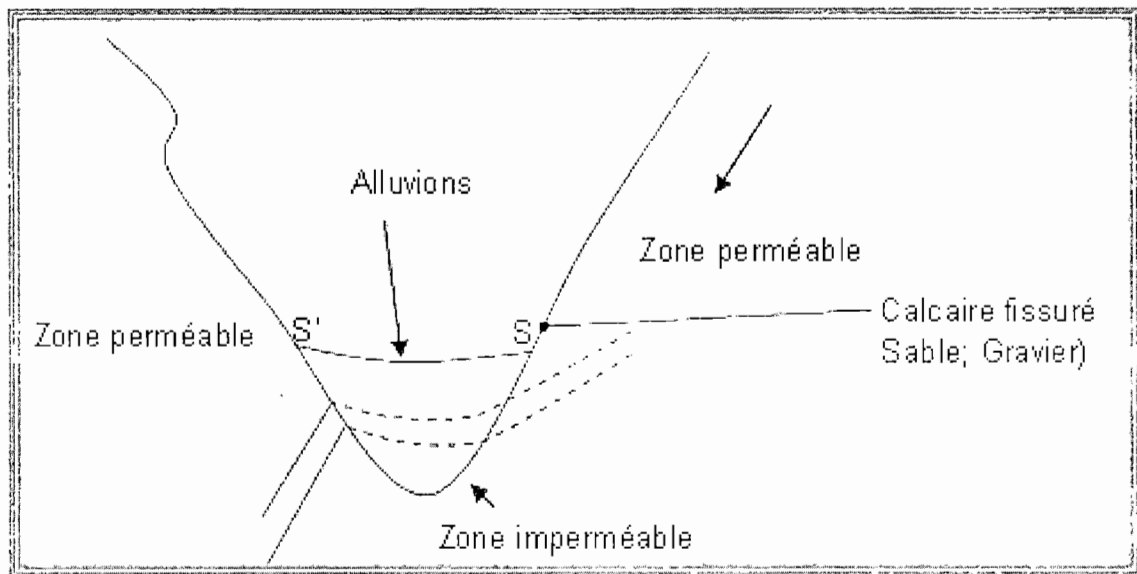


Fig.5.IV : sources d'affleurement

b) Les sources de déversement

Ces sources prennent naissance dans les roches fissurées en surface. La sortie d'eau se fait respectivement à la limite d'un terrain perméable et par un certain nombre de filets liquides qui après s'être rassemblés, apparaissent dans une cuvette naturelle. Elles ont un débit faible et pouvant facilement tarir. Elles sont peu intéressantes à capter.

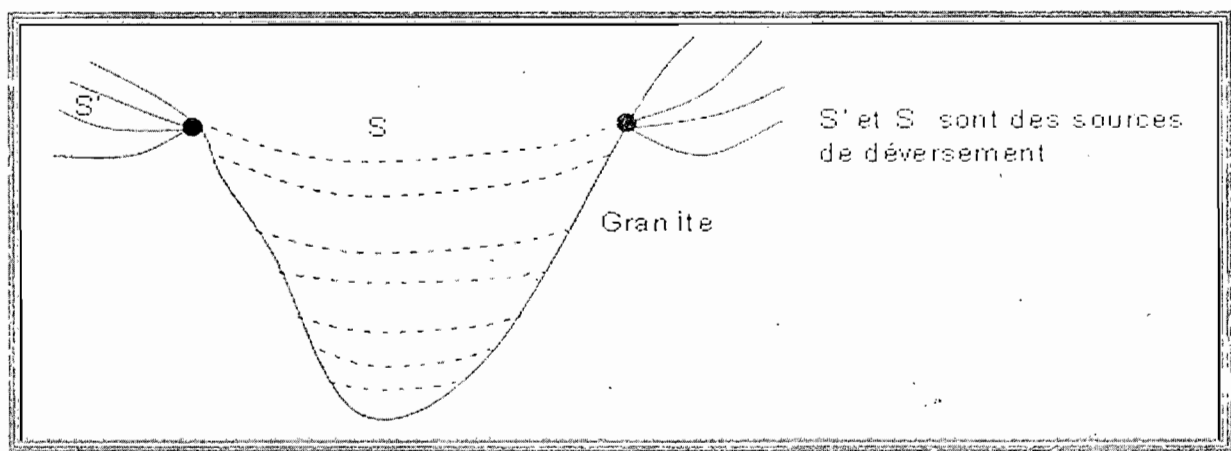


Fig.6.IV : source déversement

c) La source d'émergence

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

N.B. : Il est conseillé de les observer pendant plusieurs saisons avant de décider de les capter.

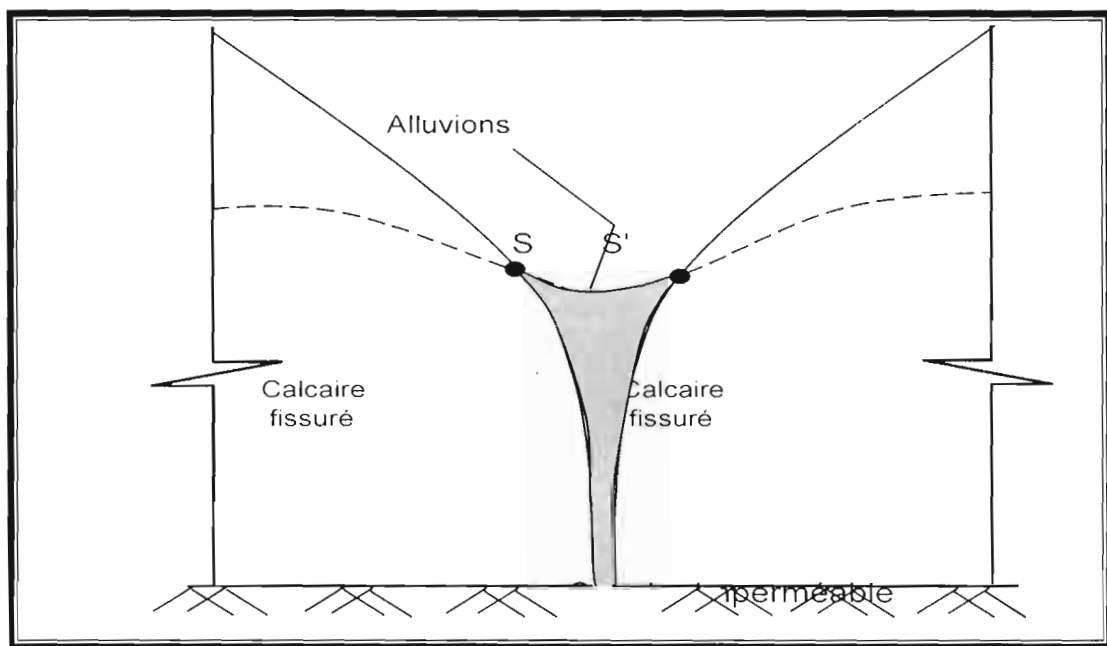


Fig.7.IV : Source d'émergence



c) La source d'émergence

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

N.B. : Il est conseillé de les observer pendant plusieurs saisons avant de décider de les capter.

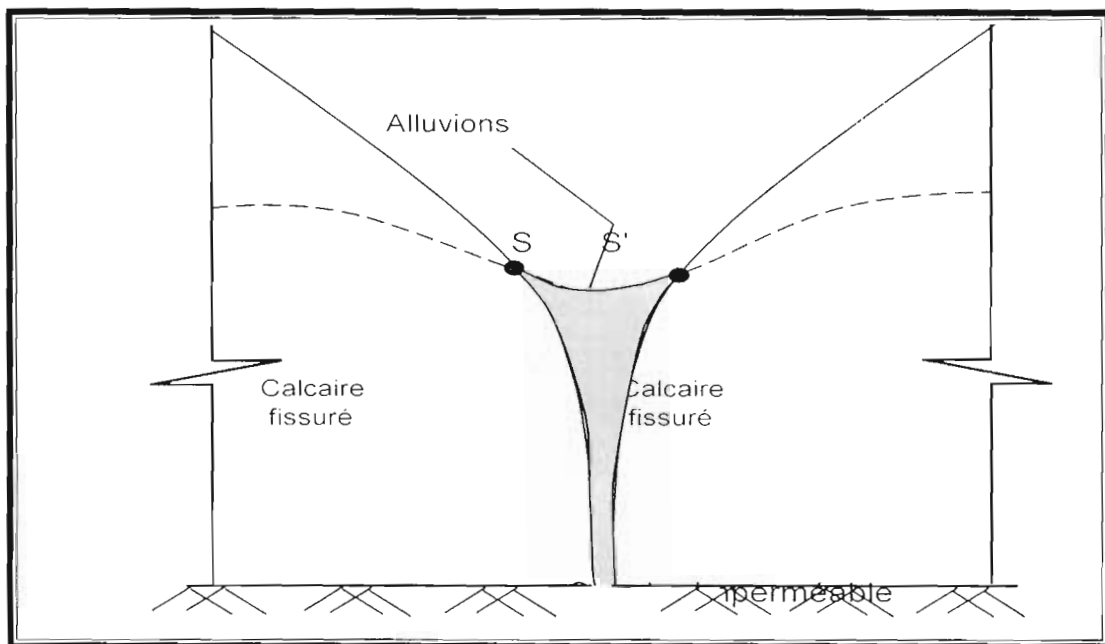


Fig. 7.IV : Source d'émergence

IV.4. Captage

IV.4.1. Introduction

Le système de captage est constitué par le site et les ouvrages de captage et doit assurer la propreté d'eau.

Pour notre site, la zone à capter est déjà dégagée par l'érosion, il faudra creuser des rigoles dans la roche altérée à différents niveaux dans le sens des bancs et rassembler ensuite les eaux collectées vers un muret construit dans l'axe du ravin qui barrera au quelque décimètres l'écoulement et retiendra les eaux collectées pour les renvoyer par déversement vers l'aval.

Cette chambre de captage est recouverte d'une dalle en béton armé pour éviter toute infiltration des eaux de la surface du site. Elle sera équipée par une chambre collectrice où les eaux collectées dans les rigoles aboutiront dans un bassin relié à la tête du réseau.

Elle sera également équipée par un trop plein et de déversoir pour mesurer le débit.

IV.4.2. Principe de captage

Un bon captage doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- ✓ L'origine et la quantité d'eau qui est fonction du terrain et de la perméabilité ;
- ✓ La hauteur de la nappe ;
- ✓ Le sens d'écoulement des filets liquides ;
- ✓ La nature de la source et la quantité d'eau.

La source étant une réserve limitée en quantité par sa formation géomorphologique, il ne faut pas capter plus que ce que la nappe donne naturellement à l'étiage.

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

IV.4.3. Caractéristiques des drains et du gravier filtrant

a) Les drains

Les drains doivent pouvoir capter un maximum d'eau pour une charge hydraulique la plus faible possible. Ils devront avoir un coefficient d'ouverture le plus possible et un slot (ouverture des fentes le plus élevé). Entre l'aquifère et le drain, on plantera un gravier filtrant en fonction de l'ouverture de l'angle de la crépine et de la granulométrie de terrain encaissant.

Pour des sables fins (diamètre moyen : 150 à 250 microns), on utilisera un silo de 0.5 mm; pour des sables moyen à grossiers (diamètre moyen : 400 à 500 microns), on utilisera un silo de 1.0 mm.

b) Gravier filtrant

Le gravier filtrant sera roulé et siliceux (jamais concassé) on le constituera à partir du sable (0.25 à 0.5 mm ; 0.5 à 1.0 mm ; 1.00 à 2.00 mm) et du gravier (2.00 à 5.00 mm) à rechercher dans les alluvions des rivières. Les caractéristiques du drain et du gravier filtrant changent en fonction de la granulométrie du sable de la source.

IV.4.4. La pose des drains

En terrain meuble ou en terrain rocheux associé à des sables, le drain sera posé à 1.50 m sous le niveau actuel d'émergence. Il sera ensuite raccordé à la chambre de réglage par un tuyau aveugle. On posera ensuite 40 cm de gravier filtrant calibré sur toute la largeur de la fouille (maximum 1.00 m).

Après la pose du drain et du massif filtrant, on remblaiera avec des matériaux filtrant jusqu'au niveau du toit de la nappe.

IV.4.5. Tranchées drainantes

Elles auront au strict minimum 1.60 m de profondeur sous le niveau de la nappe en basses eau. La largeur des tranchées ne doit pas dépasser 1.00 m. Ces tranchées seront toujours blindées et ne pourront en aucun cas avoir des parois obliques car cela nécessiteront des remblais plus important avec des matériaux spéciaux et une bâche de protection plus étendue.

IV.4.6. Chambre de collecte

La chambre de collecte est un ouvrage de captage construit suivant les mêmes principes qu'un réservoir conçu de manière à recueillir les eaux nécessaires par l'adduction. Cet ouvrage est construit en matériaux durables et doit être parfaitement étanche.

IV.4.7. Désinfection du captage

Le gravier filtrant et le massif filtrant doit subir une désinfection pour aspirer d'hypochlorite de calcium $\text{Ca}(\text{ClO}_3)_2$.

Ceci assure un certain potentiel de résistance aux germes microbiens pouvant contaminer.

IV.4.8. Protection du captage

La zone de protection du captage immédiate concerne un rayon de 15 m autour et en amont de captage. On peut considérer qu'une épaisseur de 300 cm au dessous des drains est suffisante pour assurer une protection contre les intrusions d'origine biologique.

- ✓ Pour une chambre de captage : la dalle d'ouverture sera recouverte d'un massif d'argile compacte, le tout sera remblayé de manière à ce que la chambre se situe à plus de 3 m sous le sol.
- ✓ Pour les drains : le massif filtrant sera protégé par une feuille de plastique, elle-même recouverte d'un remblai d'argile compacte jusqu'au niveau du terrain naturel qui sera enherbé. L'épaisseur de remblai constitué de matériaux imperméable ou très peu perméables devra atteindre 3 m. on isolera la zone de protection immédiate par une clôture de fil de fer barbelés, sur ce site utilisé, on plantera un couvert herbeux continu et surtout le gazon dans le périmètre du captage pour garder l'eau fraîche.
- ✓ Pour les eaux de ruissellement : pour empêcher les eaux de ruissellement de se diriger vers le dispositif de captage, on doit creuser :
 - Des fosses peu profondes et enherbées ;
 - Des rigoles en maçonnerie jusqu'en aval du captage.

Des tels fosses ou rigoles ne seront admis qu'en terrain peu perméable.

En sols perméables, ils sont à proscrire car ils favorisent l'infiltration des eaux de ruissellement vers le site du captage.

CHAPITRE V : CALCULS HYDRAULIQUES ET SCHEMA DE FONCTIONNEMENT

V.1. Dimensionnement du réseau de distribution

V1.1. Structure du réseau choisi

Un réseau de distribution peut être soit ramifié, soit maillé ou mixte comme la population à alimenter en eau potable présente l'identité d'une population dispersée avec de petites agglomérations, le mode de distribution prendra la forme d'un réseau ramifié. Un autre critère fondamental qui conditionne le choix de ce type de réseau est qu'il est économique quoiqu'il présente l'inconvénient de priver l'eau des consommateurs d'aval lors d'une répartition d'un tronçon en amont par exemple.

V.1.2 Types des conduites

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

Les tuyaux doivent avoir des qualités suivantes :

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

On distingue alors :

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

a. Les tuyaux en matière plastique

Les tuyaux en matière plastique connus sous le nom de polychlorure de vinyle(PVC) sont les plus utilisés en alimentation rural qu'en alimentation urbaine en raison de sa légèreté, de sa résistance à la corrosion, de sa facilité de pose et de faiblesse de perte de charge.

Les joints sont réalisés à l'aide du caoutchouc ou de l'emboîtement collé. Ces tuyaux sont livrés en longueur de 6 m. Ces tuyaux résistent mal à la pression nominale(PN) d'où les classes suivantes :

- PVC PN6 : qui résiste à la pression nominale jusqu'à 6bars
- PVC PN10 : qui résiste à la pression nominale jusqu'à 10bars
- PVC PN16 : qui résiste à la pression nominale jusqu'à 16bars

Leurs diamètres varient de 16 mm à 300 mm.

b. Les tuyaux en fonte

Ces tuyaux répondent aux conditions d'emploi : Ils résistent aux pressions nominales comprises entre 16 et 40 bars. La fonte ductile est la plus utilisée aux diamètres nominaux de 60, 80, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, 400, 450, 500, 700, 800, 900, 1000, 1100 et 1250.

c. Les tuyaux en acier

Ces tuyaux sont particulièrement employés pour des grandes distances aux débits élevés avec des fortes pressions allant au delà de 40 bars. L'acier galvanisé (A.G.) étant le plus utilisé avec des diamètres nominaux (1/2", 3/4", 1", 1", ...).

d. Les tuyaux en béton

Ces tuyaux ont une résistance à la compression, mais sa résistance à la traction est mauvaise. Ces tuyaux sont lourds.

N.B : Les tuyaux en plastique et en acier sont beaucoup plus utilisés

V.1.3. Dimensionnement des conduites

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

1. Le débit Q (m³/s) : c'est une donnée imposée par le consommateur ;
2. La vitesse d'écoulement V (m/s) ; fixée et choisie entre 0.5 et 1.5 m/s ;
3. Diamètre de la conduite D (m) : calculé à partir de l'équation de continuité.

$$Q = A * V \quad (\text{Formule V.1})$$

Avec A : section de la conduite

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Il en résulte que $D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$ (Formule V.2).

4. Les pertes de charges : les pertes de charges sont des énergies qui se transforment en chaleur lors de l'écoulement des eaux. Elles sont dues aux frottements sur une longueur de surface.

Les pertes de charges linéaires

a.1 : La formule fondamentale est celle de Darcy-Weisbach :

$$j = \frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} \quad (\text{Formule V.3}) \quad \text{avec } j : \text{perte de charge unitaire (m/km)}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

Les pertes de charges totales pour un tronçon de longueur L (km) sont données par : $J = j * L$ (Formule V.4)

Le coefficient de perte de charge λ est fonction de plusieurs facteurs $\lambda = f(R_e, \epsilon)$ (Formule V.5)

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{avec } R_e : \text{Nombre de Reynolds.}$$

$$\varepsilon = \frac{K}{D} \quad \text{avec } \varepsilon : \text{rugosité relative}$$

K : rugosité absolue

$K=10^{-4}$ pour un réseau neuf.

a. 2. Les pertes de charges singulières ou locales

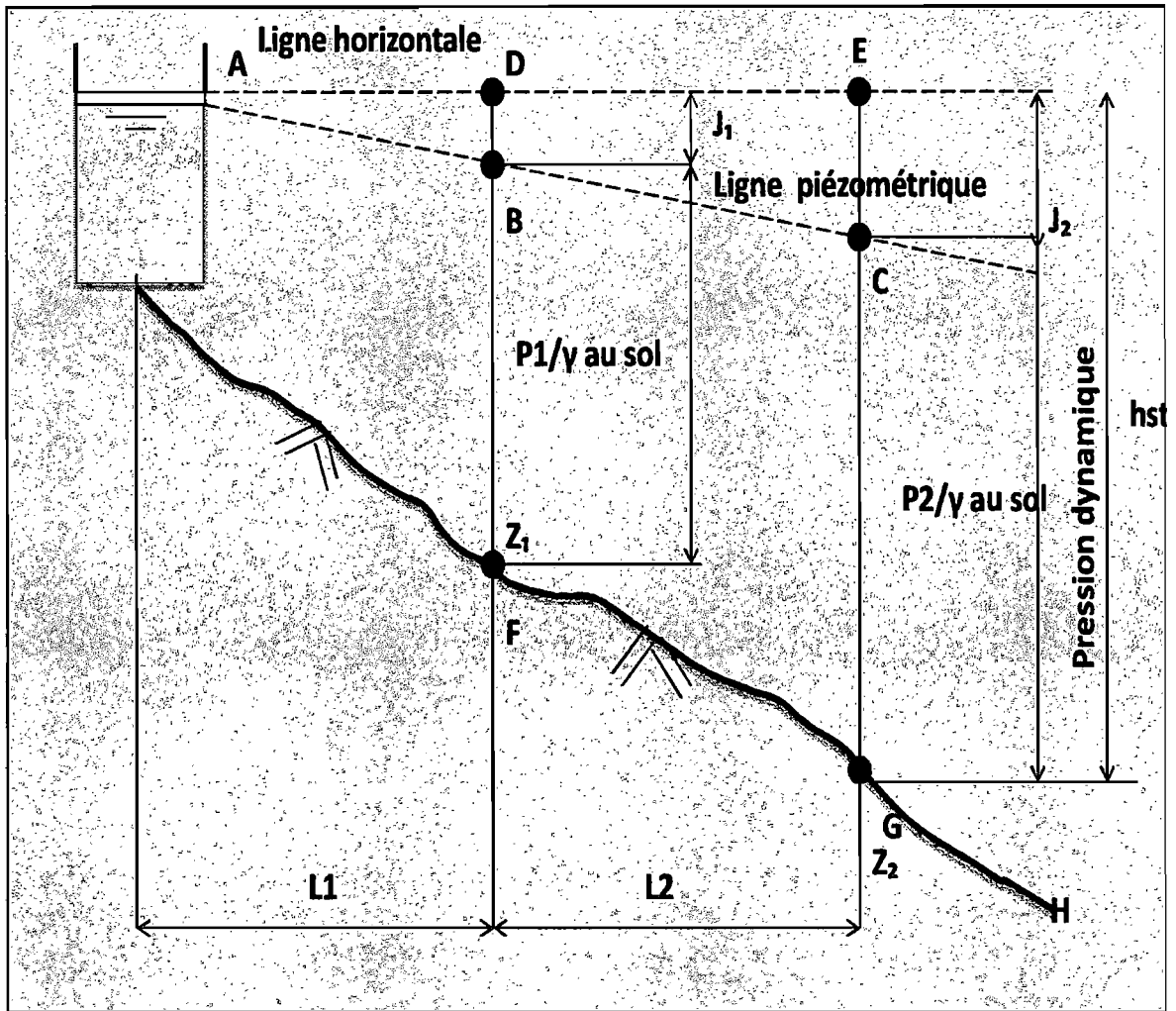
Les pertes de charge singulière ou locales sont dues aux variations de la forme et des dimensions de la conduite. Ces pertes ont eu lieu dans les résistances hydrauliques telles que les vannes, les coudes, les ventouses, les purges, les changements de section et de direction.

$$J_s = \varphi \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Formule V.6})$$

Avec φ : coefficient de perte de charge locale caractéristique dans chaque résistance hydraulique.

5. La pression au sol : la pression au sol en un point sera donnée par la différence entre la cote piézométrique et la cote du sol

Comme le montre le schéma ci-dessous :



$$J_1 = \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \quad J_2 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

Fig.9. V : Illustration du profil piézométrique

Ligne ADE : ligne horizontale

Ligne ABC : ligne piézométrique

Ligne AFGH : ligne du sol (pose des conduites).

V.1.4. Les accessoires de la conduite d'alimentation

a. Les vannes

Elles servent à arrêter ou laisser passer l'eau dans une direction.

Il existe plusieurs types de vannes satisfaisants aux besoins variés :

- Vannes d'isolement : permettent d'isoler du réseau certains tronçons que l'on veut inspecter, réparer, entretenir.
- Vannes à clapet anti-retour : permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction.
- Vannes de réduction de pression : permettent de ramener la pression à une valeur souhaitable.

b. Les purges

Les purges ne sont autres que des chambres de décharge conçue avec vannes et placées au point bas du réseau pour permettre la vidange et nettoyage des conduites et l'évacuation s'effectuent vers l'égout voisin ou dans les fosses de la route.

c. Les brises en charges

Elles réalisent la jonction entre le réseau et les branchements particuliers.

d. Les compteurs

Elles permettent de contrôler l'eau en mesurant le débit.

e. Les ventouses

Elles permettent d'évacuer de l'air emprisonné dans la conduite. Les ventouses sont placées aux points hauts de la colline.

V.2. Schéma de fonctionnement du réseau

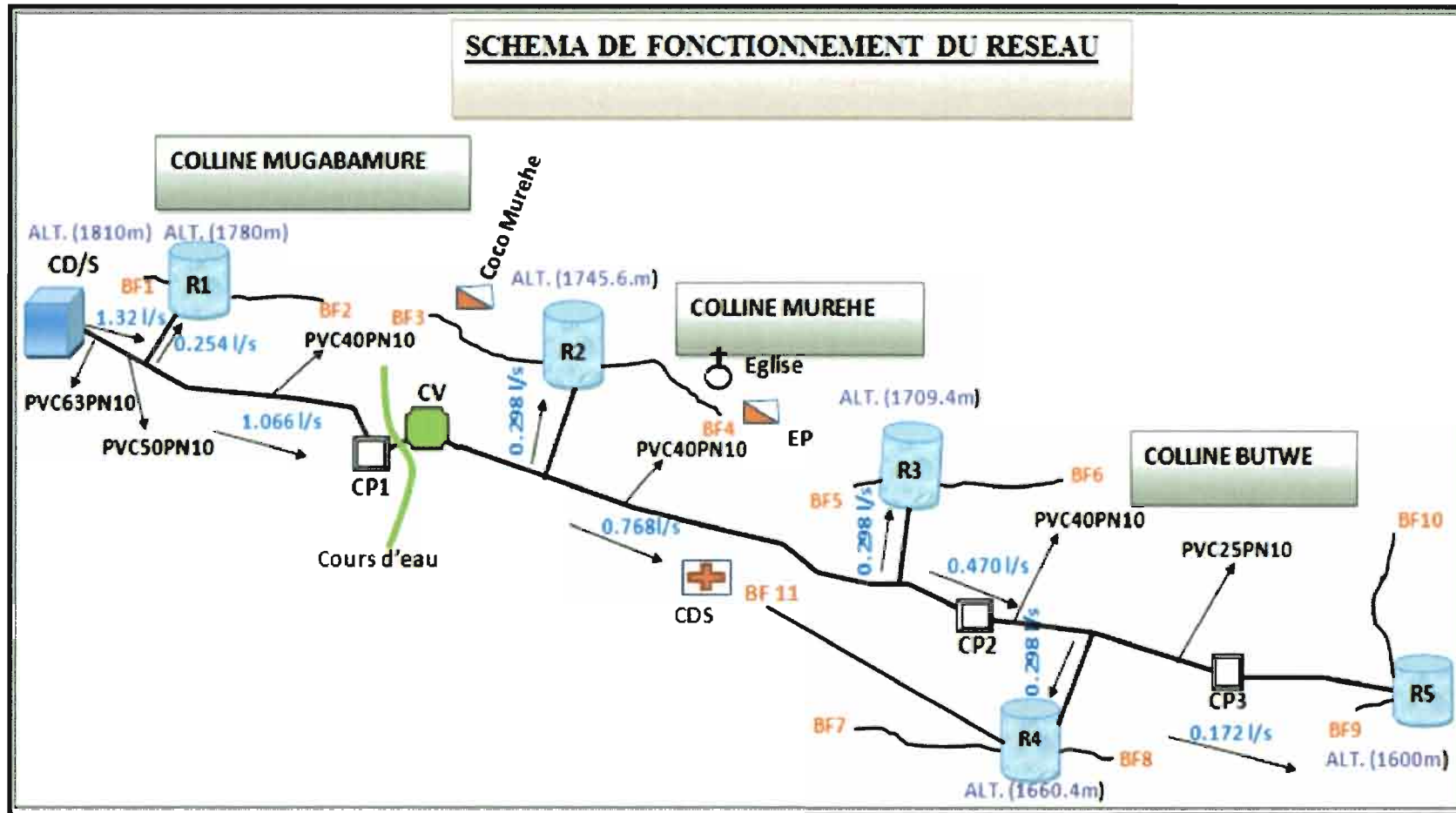


Fig.10.V : Schéma de fonctionnement

V.3. Dimensionnement proprement dit

Tronçon	Dist. partielle (m)	Dist. cumulée (m)	Debit l/s	Vit. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE		PRESSION DYNAMIQUE	
					TYP E	DI (mm)	DE (mm)	PN	j (m/m)	J(m)	Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)
CD-R1	350	350	1.32	0.524	PVC	56.6	63	10	0.005	1.750	1810	1780	1810	1808.25	0	28.25
R1-2	400	750	1.32	0.524	PVC	56.6	63	10	0.005	2.000	1780	1774.6	1808.25	1806.25	28.25	33.75
2-3	250	1000	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	3.000	1774.5	1770.2	1806.25	1803.25	33.75	33.05
3-CP1	150	1150	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	1.800	1770.2	1750.4	1803.25	1801.45	33.05	51.05
CP1-CV	200	1350	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	2.400	1750.4	1759.2	1801.45	1799.05	51.05	39.85
CV-6	150.5	1500.5	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	1.806	1759.2	1753	1799.05	1797.244	39.85	44.24
6-7	250	1750.5	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	3.000	1753	1747.6	1797.24	1794.244	44.244	46.64
7- R2	300	2050.5	1.066	0.676	PVC	44.8	50	10	0.012	3.600	1747.6	1745.6	1794.24	1790.644	46.644	45.04
R2-9	380	2430.5	0.768	0.754	PVC	36	40	10	0.019	7.220	1745.6	1740.4	1790.64	1783.424	45.044	43.02
9-10	350	2780.5	0.768	0.754	PVC	36	40	10	0.019	6.650	1740.4	1732.4	1783.42	1776.774	43.024	44.37
10-11	400.5	3181.0	0.768	0.754	PVC	36	40	10	0.019	7.609	1732.4	1720.4	1776.77	1769.165	44.374	48.76
11-R3	370	3550	0.768	0.754	PVC	36	40	10	0.019	7.030	1720.4	1709.4	1769.16	1762.135	48.765	52.73
R3-CP2	100	3651	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	1.100	1709.4	1700.6	1762.13	1761.035	52.735	60.43
CP2-14	250	3901	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	2.750	1700.6	1695	1761.03	1758.285	60.435	63.28
14-15	150	4051	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	1.650	1695	1691.9	1758.28	1756.635	63.285	64.73
15-16	500	4551	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	5.500	1691.9	1670.4	1756.63	1751.135	64.735	80.73
16-17	420	4971	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	4.620	1670.4	1665.4	1751.13	1746.515	80.735	81.11
17- R4	380	5351	0.47	0.530	PVC	33.6	40	16	0.011	4.180	1665.4	1660.4	1746.51	1742.335	81.115	81.93
R4-19	350	5701	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	6.650	1660.4	1650	1742.33	1735.685	81.935	85.68
19-CP3	400	6101	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	7.600	1650	1639.4	1735.68	1728.085	85.685	88.68
CP3-21	300	6401	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	5.700	1639.4	1629	1728.08	1722.385	88.685	93.38
21-22	500	6901	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	9.500	1629	1625.6	1722.38	1712.885	93.385	87.28
22-23	410	7311	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	7.790	1625.6	1621	1712.88	1705.095	87.285	84.09
23-24	360	7671	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	6.840	1621	1615	1705.09	1698.255	84.095	83.25
24-25	380	8051	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	7.220	1615	1610	1698.25	1691.035	83.255	81.03
25-26	400	8451	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	7.600	1610	1609.4	1691.03	1683.435	81.035	74.03

26- R5	350.5	8801.5	0.180	0.519	PVC	21	25	16	0.019	6.659	1609.4	1600	1683.43	1676.776	74.035	76.77
--------	-------	--------	-------	-------	-----	----	----	----	-------	-------	--------	------	---------	----------	--------	-------

Tableau 7.V : Dimensionnement proprement dit

V.4.presentation des profils en long du réseau (MUGABAMURE-MUREHE-BUTWE)

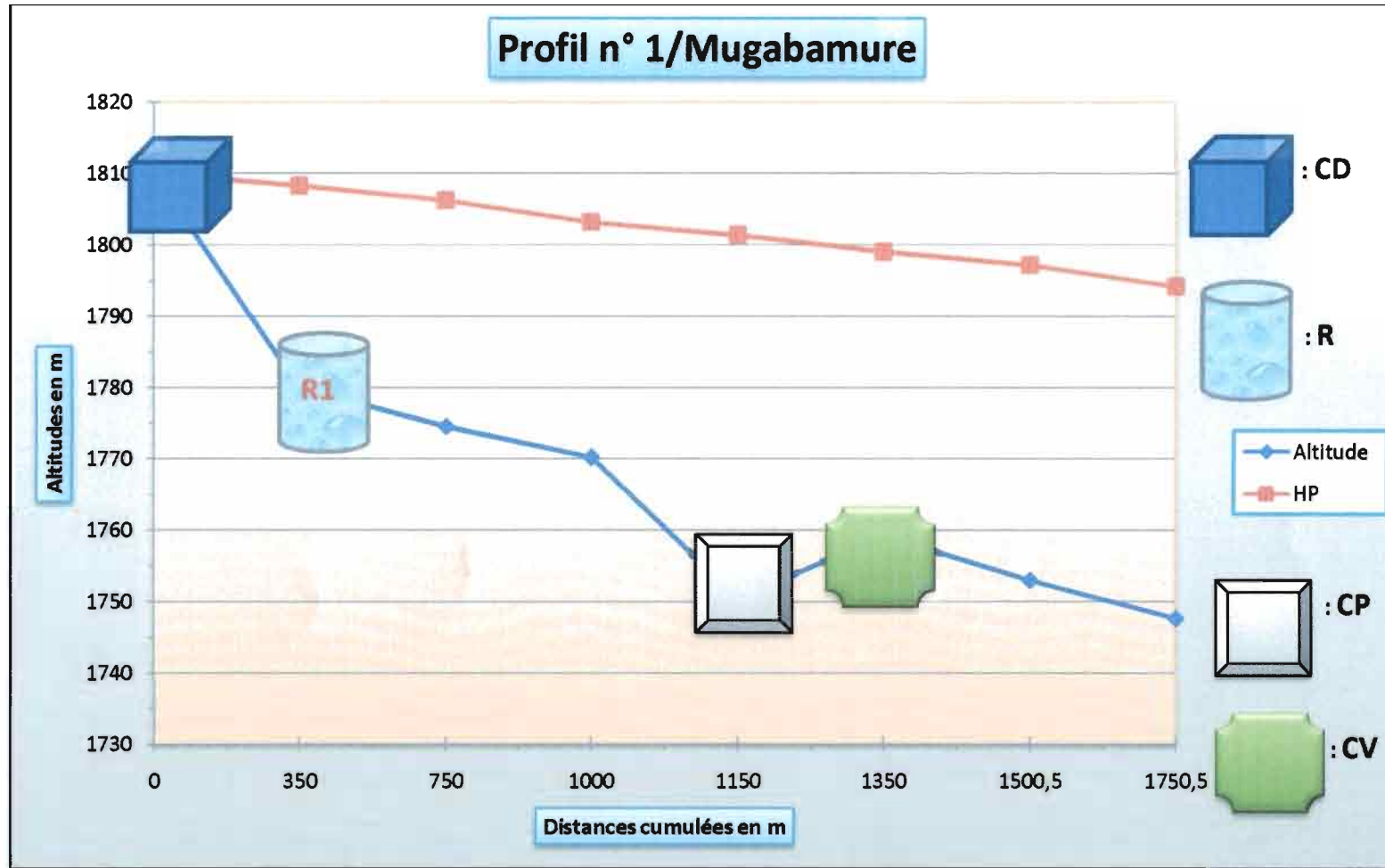
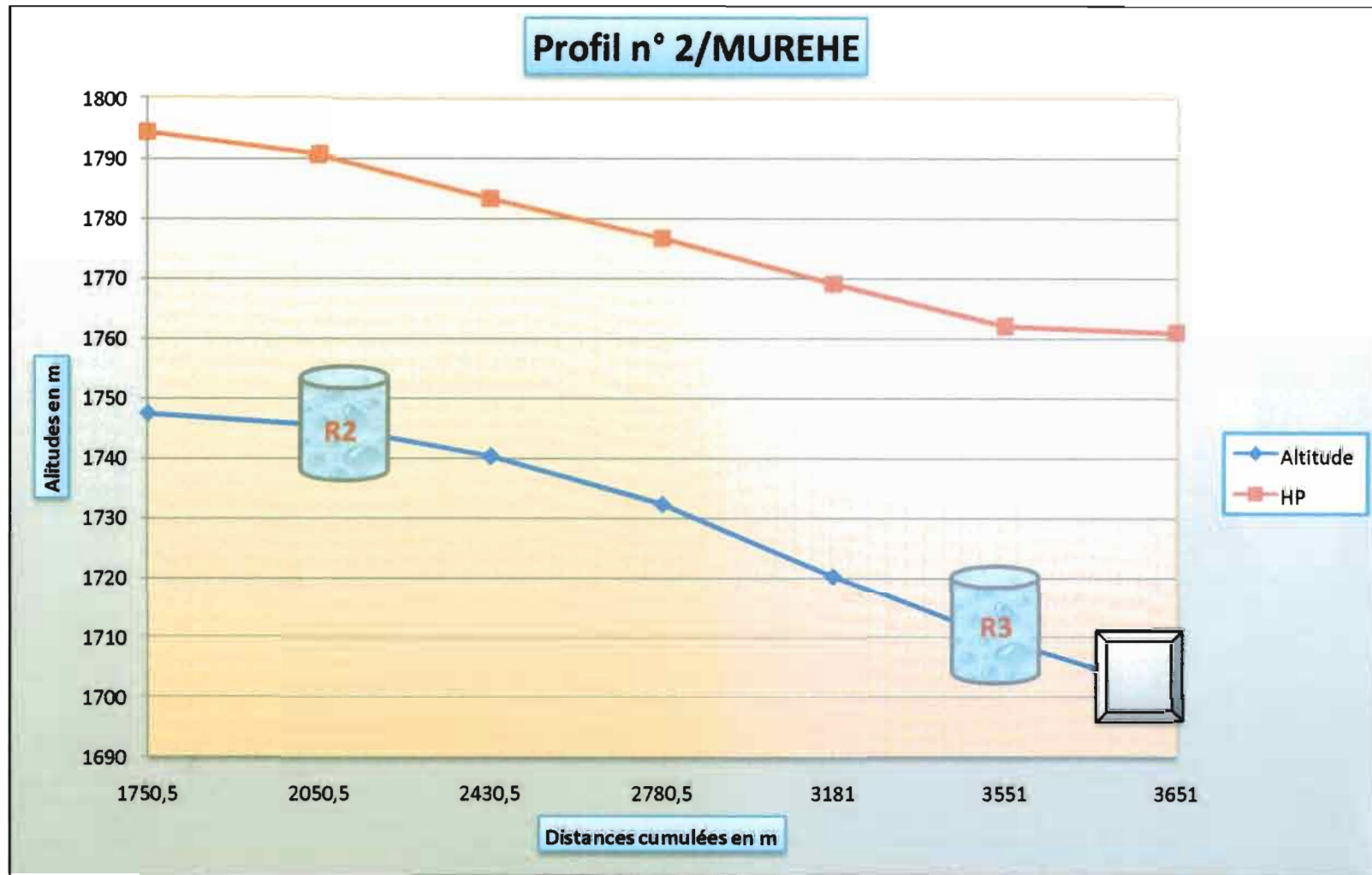
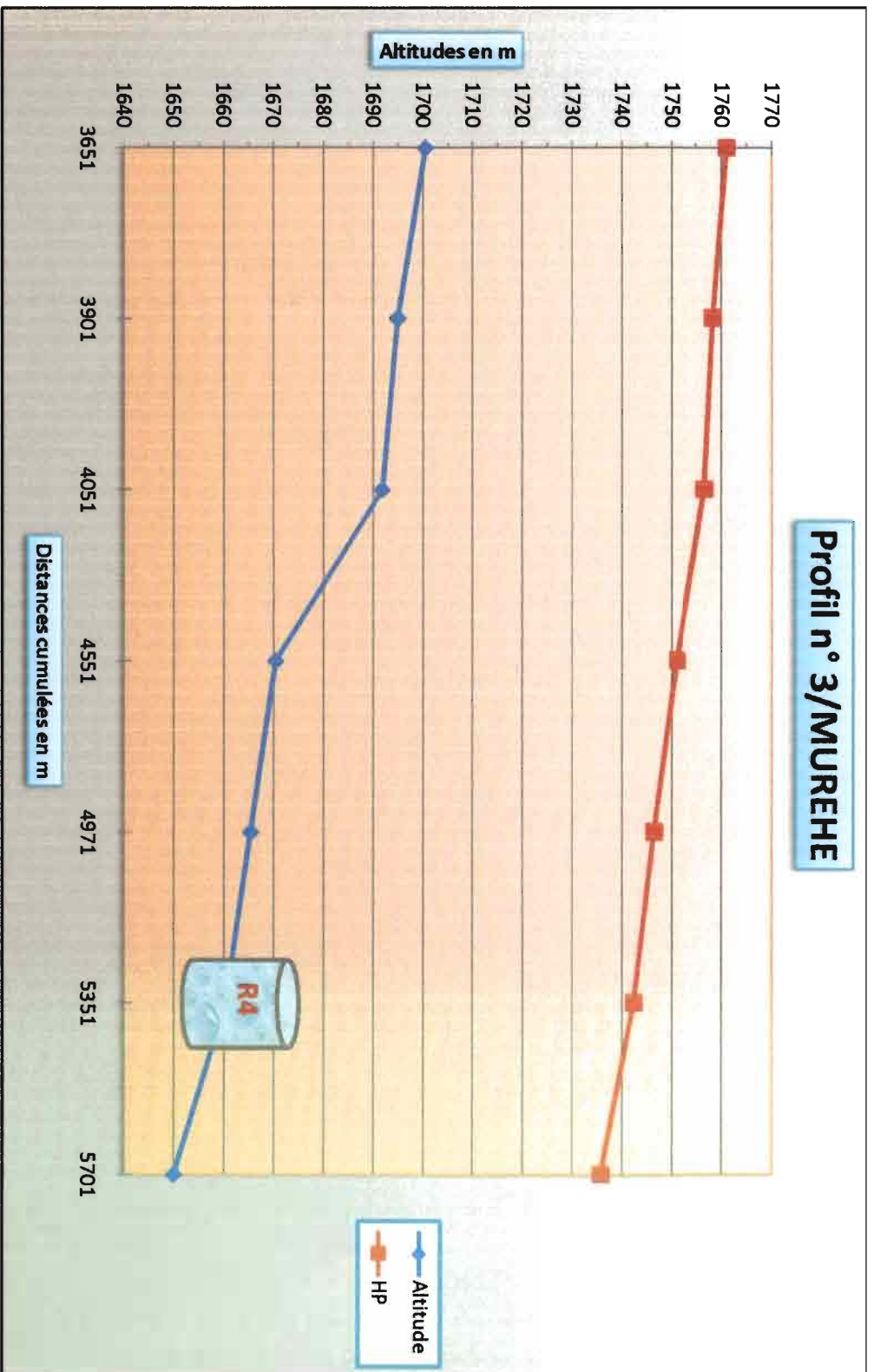
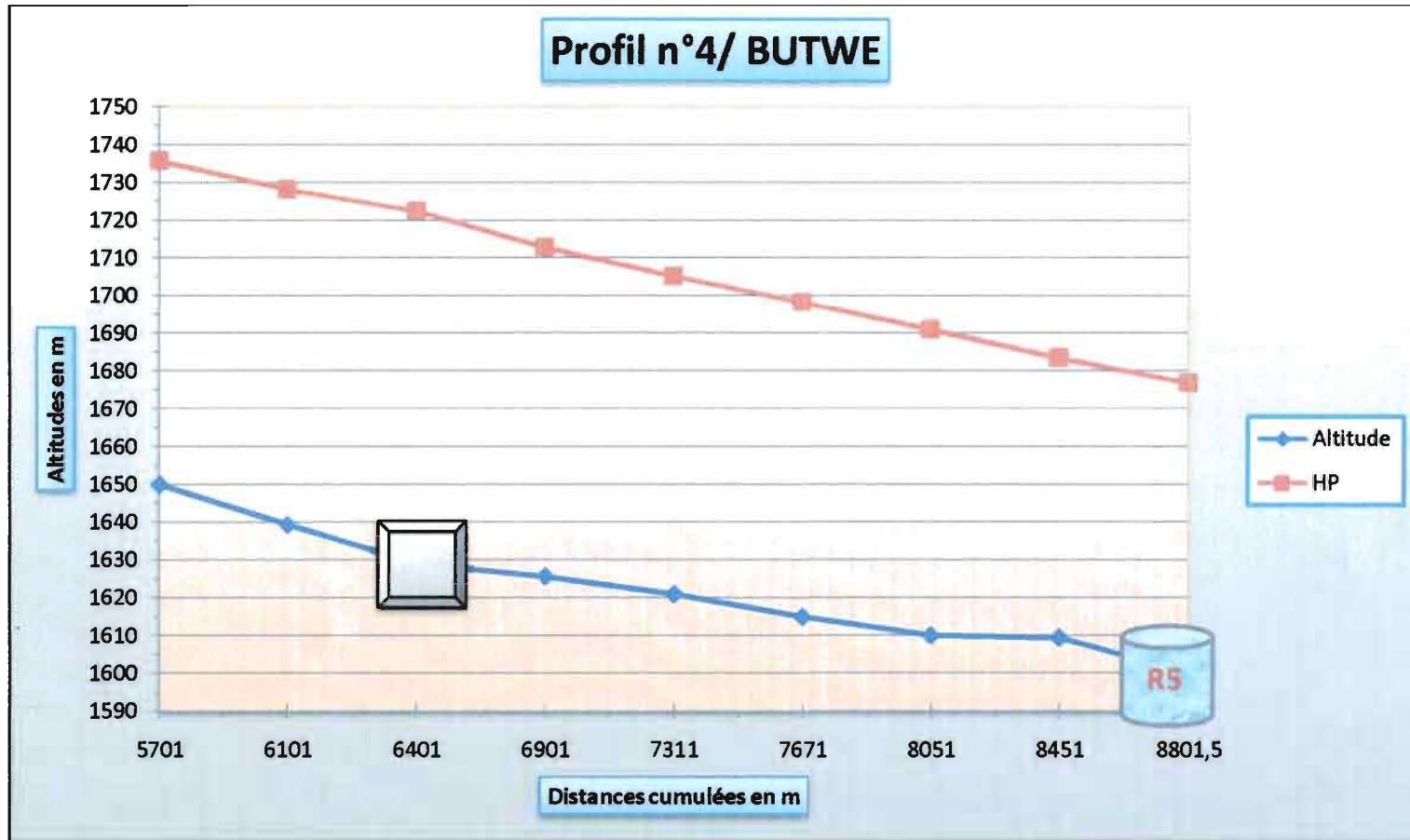


Fig.11. V : Profil en long du réseau



Profil n° 3/MUREHE





CHAPITRE VI : LES OUVRAGES DE STOCKAGE

VI.1. Réservoir

VI.1.1. Définition et utilité

Un réservoir est un ouvrage destiné à emmagasiner l'eau en vue de l'utiliser en cas de panne ou d'entretien des sources. Il constitue une sécurité surtout pendant les heures de pointe et peut servir de secours lors des incendies.

Un réservoir offre une régularité dans le fonctionnement du réseau et répond efficacement à des sollicitations régulières d'eau et assure la régularité des pressions dans les conduites de distribution.

VI.1.2. Fonctionnement du réservoir

Le réservoir fonctionne comme un lieu de relais et de transit pour l'eau. Dans le réservoir, il y entre un débit horaire Q_E et y sort un débit horaire Q_S qui varient suivant les heures et les activités de la population de desserte. Il est impératif de placer les réservoirs dans le centre de gravité des villages ou des agglomérations.

Pour cela, les variations suivantes peuvent être constantes :

- Variations mensuelles (suivant que le village est ou non touristique) ;
- Variations journalières (jour du marché, jour des fêtes, ...)
- Variations horaires.

VI.1.3. Classification des réservoirs

Selon la manière dont sont construit et selon la hauteur à donner au plan d'eau inférieure de la cuve, on distingue :

- Le réservoir enterré ;
- Le réservoir semi-enterré ;
- Le réservoir surélevé.

Suivant leurs modes de construction, on peut avoir des réservoirs en maçonnerie, en béton armé ou en béton précontraint et des réservoirs métalliques.

Suivant leurs formes, les types les plus régulièrement rencontrés sont ceux de formes cylindriques et ceux de forme parallélépipédique.

La construction d'un réservoir représente un investissement non moins important que les conditions topographiques seront moins favorables. C'est pourquoi un réservoir surélevé coûte plus cher qu'un réservoir enterré.

Dans notre projet, nous proposons un réservoir en maçonnerie et semi-enterré avec une forme cylindrique car ce dernier résiste mieux à la pression hydrostatique et consomme moins de matériaux de construction surtout trouvés sur place. La topographie du site et l'économie sur les frais de construction conditionnent également le choix.

VI.1.4. Emplacement et altitude des réservoirs

a. Emplacement

Le réservoir faisant l'objet de notre étude se trouve dans un milieu rural où les habitants sont dispersés.

Le principe de base qui sera utilisé est que à chaque point d'eau doit dépendre d'un réservoir qui n'est pas trop éloigné. Donc le réservoir doit être placé autant que possible près de l'endroit où la consommation est la plus forte.

Il sera donc avantageux si son emplacement optimal se situe au centre de l'agglomération à alimenter.

b. Altitude

D'une manière générale, la topographie des lieux nécessitera une étude particulière afin de trouver l'emplacement le plus rationnel et le plus économique. Le réservoir doit être placé à une altitude supérieure à celle du point de puisage pour permettre à l'eau d'y arriver. Une distance de 500 m serait aussi un facteur pouvant conditionner l'emplacement du réservoir.

VI.1.5. Principe de construction du réservoir

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

- Elle est techniquement fiable ;
- Le réservoir circulaire n'est soumis qu'à un effort normal de traction et la pression est conforme ;
- Elle est plus économique.

Les réservoirs seront réalisés en béton armé pour le radier et la dalle de couverture et en maçonnerie de moellons ou des briques pour les parois. La dalle de couverture comportera une trappe de visite ainsi qu'un système de ventilation. Les parois intérieures et le radier seront revêtus d'un enduit étanche au mortier de ciment. Les parties extérieures en contact avec le sol seront recouvertes d'un enduit bitumeux.

Dans les réservoirs, les tuyaux sont disposés de la façon suivante comme le montre la figure suivante :

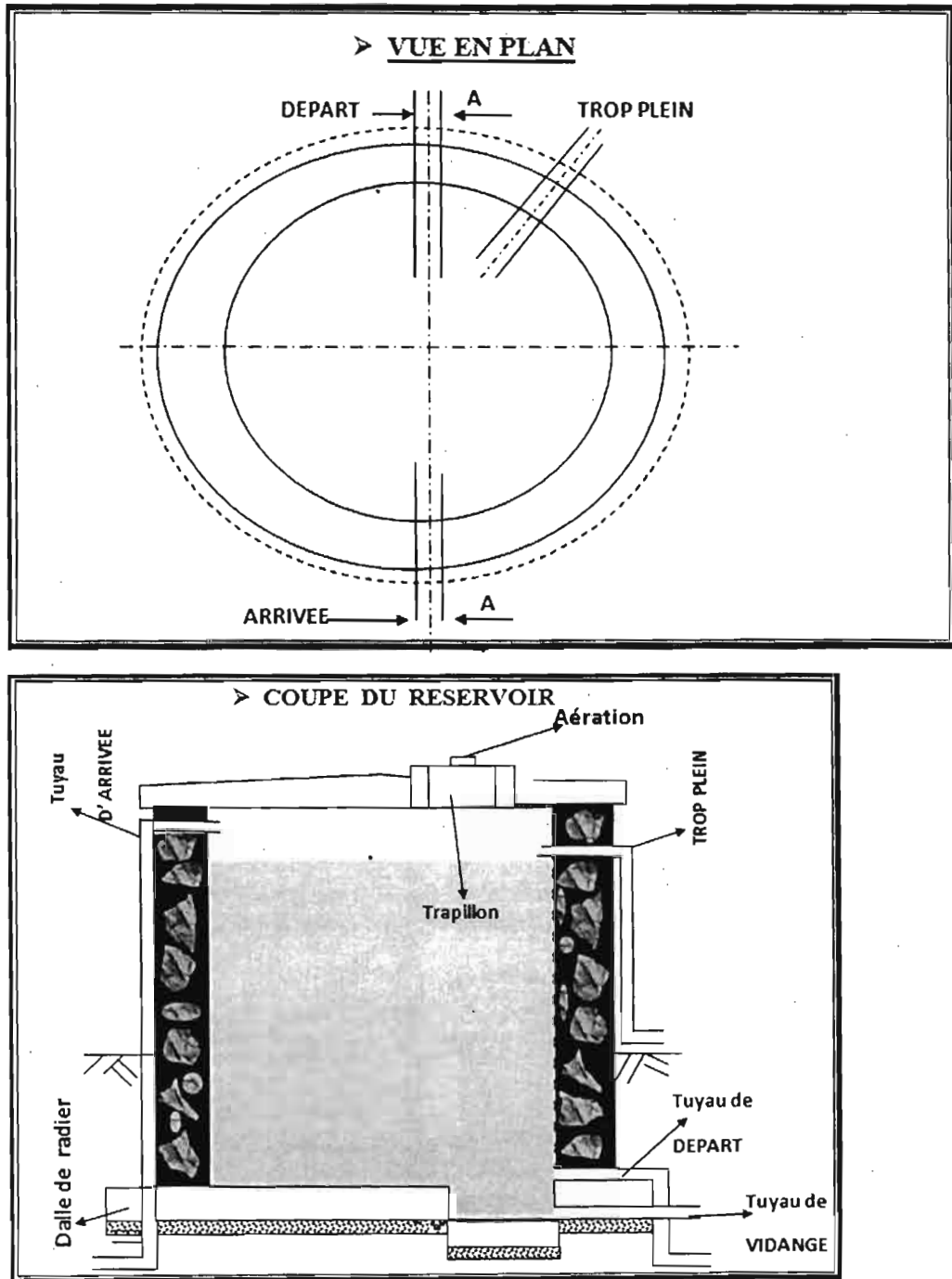


Fig.12. VI : Disposition des tuyaux dans le Réservoir

Le matériau de construction de nos réservoirs est le béton armé du fait qu'il coûte moins cher que le métal. Les réservoirs doivent être couverts, à l'abri des contaminations des eaux souterraines, d'infiltrations de pluies et de poussières. Il est bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages.

Dans les réservoirs enterrés, ce compartimentage conduit à prévoir deux réserves identiques dont l'adduction fait la réserve totale. Dans les réservoirs surélevés, nous pouvons aménager deux cuves concentriques.

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

VI.1.6. Les équipements du réservoir

Pour un fonctionnement harmonieux, chaque réservoir comportera les éléments :

1. Un robinet à flotteur

Précédé d'une vanne sur la conduite d'alimentation ainsi qu'un limiteur de débit.

2. Un trop-plein

Ce système permet d'éliminer sans causer des dégâts la quantité d'eau excédentaire au niveau prévu dans le réservoir. Cet excédent est renvoyé dans l'exécutoire prévu pour cet effet.

3. Un système de vidange avec bouchon

C'est une conduite installée en bas du réservoir. Son rôle est de permettre l'évacuation des dépôts. La conduite de vidange peut être connectée à la conduite du trop-plein et est munie d'un robinet vanne que l'on ouvre au moment de vidange et que l'on ferme juste après le nettoyage.

4. Une ou plusieurs conduites de départ

Equipée (s) de vanne (s) : Elle(s) prend (prennent) départ à quelques centimètres (15 ou 20 cm) au dessus du radier afin d'éviter que les dépôts résultant de la décantation ne soient pas canalisées dans la conduite vers les points du puisage.

5. Une échelle d'accès

Elle doit être prévue à l'intérieur comme à l'extérieur. L'accès à l'intérieur est facilitée par un trou appelé « Trou d'hommes » ; ce trou est prévu sur la couverture supérieure.

VI.1.7. Capacité du réservoir

- La détermination de la capacité du réservoir est conditionnée par les variations du débit en fonction du temps. Durant les 24 heures de la journée, les débits ne restent pas constants à cause des activités intenses. suivant certaines heures de la journée.

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

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

Le volume du réservoir est égal à la différence entre le volume entrant et le volume sortant pour un intervalle de temps bien donné.

- La capacité du réservoir dépendra aussi du nombre de bornes fontaines alimentées par un réservoir.

- Une autre chose importante qui influence la capacité du réservoir ; c'est ce facteur de variation horaire de consommation suivant la catégorie des bénéficiaires.

Selon qu'il y a des populations villageoises et des populations urbaines, on a des coefficients horaires différents et des coefficients sont donnés par REGIDESO pour la répartition journalière des débits de consommateurs.

En milieu rural

Temps	Coefficient
0-2	0
2-6	0.3
6-7	2
7-12	1
12-14	1.5
14-19	1.7
19-22	0.15
22-24	0

En milieu urbain

Temps	Coefficient
0-2	0.2
2-6	0.3
6-7	2
7-12	1.2
12-14	2.1
14-19	1.8
19-22	1
22-24	0.5

Tableau 8. VI: Coefficient de consommation

Calcul des capacités des réservoirs

. Capacité théorique

Pour le calcul nous allons nous servir du débit horaire moyen et la valeur de la consommation journalière répartie en 24 heures.

$$Q_h = \frac{C_j}{24} \text{ (Formule VI.1)}$$

Avec Q_h : débit horaire moyen en m^3/h

C_j : Consommation journalière en m^3 .

Nous allons également nous servir des coefficients horaires qui sont donnés dans le tableau précédent.

Soient V_e et V_s : respectivement les volumes entrant et sortant du réservoir.

$$\text{On a: } V_e = \int_0^T Q_e(t) dt \text{ (Formule VI.2)}$$

$$V_s = \int_0^T Q_s(t) dt \text{ (Formule VI.3)}$$

$$V_R = \int_0^T (Q_e - Q_s) dt \text{ (Formule VI.4)}$$

Capacité théorique du réservoir = grand supplément – grand déficit en valeur absolue.

- **Capacité pratique**

Capacité pratique = capacité théorique * coefficient de pointe.

Les tableaux suivants sont établis à l'aide des formules suivantes :

$$Q_{sp} = Q_{sm} * Ch \quad (\text{Formule VI.5})$$

$$V_{sp} = Q_{sp} * T \quad (\text{Formule VI.6})$$

$$V_{sc} = \Sigma V_{sp} \quad (\text{Formule VI.7})$$

$$V_{ep} = Q_E * T \quad (\text{Formule VI.8})$$

$$V_{EC} = \Sigma V_{cp} \quad (\text{Formule VI.9})$$

$$Q_{sm} = Q_e * \frac{24}{\Sigma(Ch*T)} \quad \text{ou} \quad (Q_e * 1.19)$$

Avec : Ch : coefficient horaire

V_s : volume sortant ;

V_{sp} : volume sortant partiel ;

V_{sc} : volume sortant cumulé ;

V_{ep} : volume entrant partiel ;

V_{ec} : volume entrant cumulé ;

T : temps en heures.

***Calcul des capacités des réservoirs**

1. Colline MUGABAMURE: R1: $Q_E=0.917 \text{ m}^3/\text{h}$; $l/s=0.25$

Période	Ch	T	Q_{sm}	Q_{sp}	V_{sp}	V_{sc}	Q_E	V_{Ep}	V_{EC}	$V_{EC}-V_{SC}$
0-2	0	2	1.09220	0	0	0	0.917	1.834	1.834	1.834
2-6	0.3	4	1.09220	0.32766	1.31064	1.31064	0.917	3.668	5.502	4.19136
6-7	2	1	1.09220	2.1844	2.1844	3.49504	0.917	0.97	6.419	2.92396
7-12	1	5	1.09220	1.09220	5.461	8.95604	0.917	4.585	11.004	2.04796
12-14	1.5	2	1.09220	1.6383	3.2766	12.23264	0.917	1.834	12.838	0.60536
14-19	1.7	5	1.09220	1.85674	9.2837	21.51634	0.917	4.585	17.423	-4.09334
19-22	0.15	3	1.09220	0.16383	0.49149	22.00783	0.917	2.751	20.174	-1.83383
22-24	0	2	1.09220	0	0	22.00783	0.917	1.834	22.008	0.00017

Tableau 9.VI : Capacité du réservoir R1

Capacité théorique = $|4.19136| + |-4.09334| = 8.2847$

Capacité pratique = $8.2847 * 1.5 = 12.42 \text{ m}^3$; soit 15 m^3 .

2. Colline MUREHE : R2 : $Q_E = 3.219 \text{ m}^3/\text{h} = 0.89 \text{ l/s}$

Période	Ch	T	Q_{sm}	Q_{sp}	V_{sp}	V_{sc}	Q_E	V_{Ep}	V_{EC}	$V_{EC} - V_{SC}$
0-2	0	2	3.834	0	0	0	3.219	6.438	6.438	6.438
2-6	0.3	4	3.834	1.1502	4.6008	4.6008	3.219	12.876	19.314	14.7132
6-7	2	1	3.834	7.668	7.668	12.2688	3.219	3.19	22.533	10.2642
7-12	1	5	3.834	3.834	19.17	31.4388	3.219	16.095	38.628	7.1892
12-14	1.5	2	3.834	5.751	11.502	42.9408	3.219	6.438	45.066	2.1256
14-19	1.7	5	3.834	6.5178	32.589	75.5298	3.219	16.095	61.161	-14.3688
19-22	0.15	3	3.834	0.5751	1.7253	77.2551	3.219	9.657	70.818	-6.4371
22-24	0	2	3.834	0	0	77.2551	3.219	6.438	77.256	0.0009

Tableau 10.VI: Capacité du réservoir R3

Capacité théorique = $| 14.7132 | + | -14.3688 | = 29.082 \text{ m}^3$

Capacité pratique = $29.082 \text{ m}^3 * 1.5 = 43.623 \text{ m}^3$; soit 45 m^3

On va utiliser les réservoirs de 15 m^3 . Donc, $R2=R3=R4= 15 \text{ m}^3$

3. Colline BUTWE : R5 : $Q_E = 0.650 \text{ m}^3/\text{h}$; $l/s = 0.180$

Période	Ch	T	Q_{sm}	Q_{sp}	V_{sp}	V_{sc}	Q_E	V_{Ep}	V_{EC}	$V_{EC}-V_{SC}$
0-2	0	2	0.7741	0	0	0	0.650	1.3	1.3	1.3
2-6	0.3	4	0.7741	0.23223	0.92892	0.92892	0.650	2.6	3.9	2.97108
6-7	2	1	0.7741	1.5482	1.5482	2.47712	0.650	0.650	4.55	2.07288
7-12	1	5	0.7741	0.7741	3.8705	6.34762	0.650	3.25	7.8	1.45238
12-14	1.5	2	0.7741	1.16115	2.3223	8.66992	0.650	1.3	9.1	0.43008
14-19	1.7	5	0.7741	1.31597	6.57985	15.24977	0.650	3.25	12.35	-2.89977
19-22	0.15	3	0.7741	0.116115	0.348345	15.598115	0.650	1.95	14.3	-1.298115
22-24	0	2	0.7741	0	0	15.598115	0.650	1.3	15.6	0.001885

Tableau 11.VI: Capacité de réservoir R5

Capacité théorique = $| 2.97108 | + | -2.89977 | = 5.87085 \text{ m}^3$

Capacité pratique = $5.87085 \text{ m}^3 * 1.5 = 8.806275 \text{ m}^3$; soit 10 m^3

VI.1.8. Dimensionnement des réservoirs du projet

Après avoir calculé le volume de chaque réservoir, nous pouvons utiliser les formules de FONLLADISA pour le calcul des diamètres et hauteurs des réservoirs.

Le diamètre $D = 1.405 * \sqrt[3]{V}$ (c'est le diamètre inférieur du réservoir)

La hauteur sera donnée par : $h = 0.46 * D$;

C'est la hauteur utile qui est la hauteur du niveau d'eau dans le réservoir.

La hauteur libre h_l est comprise entre 0.2 et 0.5 m, c'est la hauteur comprise entre le niveau de l'eau et la paroi intérieure du couvercle.

La hauteur totale sera : $H=h+hl$.

Avec : H : hauteur totale du réservoir en m ;

h : hauteur utile en m ;

hl : hauteur libre en m ;

D : diamètre intérieur en m ;

V : volume du réservoir en m^3 .

Avec les différentes formules ci-dessus, nous obtenons les caractéristiques des réservoirs de notre projet suivantes :

Volume	Diamètre intérieur en m	Diamètre extérieur en m	Epaisseur	Hauteur intérieure en m
10	3.02	3.82	0.4	1.8892
15	3.46	4.26	0.4	2.09

Tableau 12. VI: Caractéristiques des ouvrages de stockage

a) Prédimensionnement du réservoir

L'épaisseur de la tranche d'eau dans le réservoir varie en général de 3 m à 6 m. elle peut être de 8 m dans les circonstances exceptionnelles.

Pour le dimensionnement des réservoirs, nous allons tenir compte de la hauteur au dessus du radia, de la hauteur utile en partant du volume d'eau dans le réservoir.

La hauteur intérieure du réservoir est égale à la hauteur d'eau ajoutée de la tranchée d'air d'environ 30 cm.

La hauteur intérieure du réservoir est égale à la hauteur d'eau une épaisseur d'eau de 50 cm au dessus du tuyau de départ afin que le dernier n'aspire pas d'air et 20 cm d'eau morte.

Le diamètre intérieur du réservoir est donné par la formule de FONLLADISA :

$$D=1.40* \sqrt[3]{V} \quad (\text{Formule VI.2})$$

$$H= 0.46*D \quad (\text{Formule VI.3})$$

Où V : volume du réservoir ; et D : diamètre du réservoir.

La hauteur libre est la hauteur qui se situe entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre 0.2 et 0.5 m.

$$H= h_u + h_l.$$

b) Dimensionnement des réservoirs de 10 m³

$$R5=10 \text{ m}^3$$

b.1. Dalle de couverture

La dalle de couverture est du type planche dalle. Elle protège l'eau contre les intempéries et les autres éléments nuisibles à l'eau potable. Lors de son dimensionnement, il sera tenu compte des éléments suivants :

1. Le poids propre appelé charge permanente g. elle est composée de béton armé de 25KN/m³.
2. Les surcharges appelées charge d'exploitation P.
P=1 KN/m³, on suppose que deux personnes peuvent assurer l'entretien au dessus de la couverture.

Le calcul se fait selon la norme DIN 1045. Comme la dalle est circulaire, elle sera étudiée comme carrée dont le côté est égale au diamètre du cercle.

$$D= 1.40\sqrt[3]{V} =3.02 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre de la dalle} = 3.02+(0.4*2) =3.82 \text{ m}$$

$$l_x=l_y=3.02+(0.01*2)=1.389 \text{ m}$$

$$H=0.46*D=0.46*3.02\text{m}=1.389\text{m}$$

La hauteur de l'eau dans le réservoir est égale à 1.3892 m ; la hauteur des parois du mur =1.3890m+0.5m=1.8892m.

Selon DIN 1045, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$h \geq \frac{\alpha * l}{35} \text{ dans tous les cas.}$$

$$h \geq \frac{\alpha * l^2}{150} \text{ si l'élément doit supporter les cloisons.}$$

Avec α : coefficient qui est fonction des conditions aux appuis

l : portée de la dalle

Pour notre cas, la dalle est simplement appuyée ce que veut dire que $\alpha =1$.

$$h \geq \frac{1*3.84}{35} ; h \geq 0.1097 \text{ m} ; h \geq 10.97 \text{ cm.}$$

Prenons pour la dalle $h=11 \text{ cm}$.

$$D=h+e+\frac{Q_s}{2} ; \text{ avec } Q_s = \text{diamètre des aciers, prenons } Q_s=1$$

D = hauteur minimale

h =hauteur utile

e = enrobage =1.0cm pour notre cas.

$$d=h+e+\frac{1}{2} Q_s=11\text{cm}+1\text{cm}+0.5\text{cm}=12.5\text{cm}; \text{ soit } 13\text{cm}=0.13\text{m.}$$

Calculs des charges

- Charge permanente $g=\gamma b * d =25\text{KN/m}^3*0.13\text{m}=3.25\text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation ou surcharge : $P=2\text{KN/m}^2$ (nous supposons que 2 personnes peuvent assurer l'entretien) ; charge totale $q=(3.25\text{KN/m}^2+2\text{KN/m}^2)=5.25\text{KN/m}^2$.

Formule : $q=g+P$.

Calcul des sollicitations

$$l_x = l_y = 3.84 \text{ m.}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 1$$

En employant les notes du béton armé.

$$f_{x^0} = 20.0$$

$$f_{y^0} = 20.0$$

Avec f_{x^0} et f_{y^0} : coefficients pour le calcul des moments pour le dimensionnement basé sur la méthode proposée par PIEPER et MARTENS pour le calcul des dalles continues sous charges uniformément réparties.

Calcul des moments entravés

$$M_{t_x} = \frac{q l_x^2}{f_{x^0}} \quad \text{avec } M_{t_x} : \text{moment entravé dans le sens de } x$$

Q : charge de la dalle

f_{x^0} : Coefficient pour le calcul des moments pour le dimensionnement.

$$M_{t_x} = 5.25 \text{ KN/m}^2 * \frac{(3.84 \text{ m})^2}{20} = 3.87 \text{ KNm/m}$$

$$M_{t_x} = M_{t_y} = 3.87 \text{ KNm/m.}$$

Calcul de la section des armatures

$$m_{s_x} = \frac{M_{t_x}}{b * h^2 * f_w} \quad A_{s_x} = \frac{w_2 * b * h'}{f_e / f_w}$$

$$m_{s_y} = \frac{M_{t_y}}{b * h^2 * f_w} \quad A_{s_y} = \frac{w_2 * b * h'}{f_e / f_w}$$

m_{t_x} : moment entravé dans le sens des x agissant par bande de longueur unité.

m_{t_y} : moment entravé dans le sens des y agissant par bande de longueur unité.

b : bande de longueur unité prise égale à 1m.

h : hauteur utile.

f_w : résistance de calcul du béton. Pour B₂₅ : $f_w = 17500 \text{KN/m}^2$.

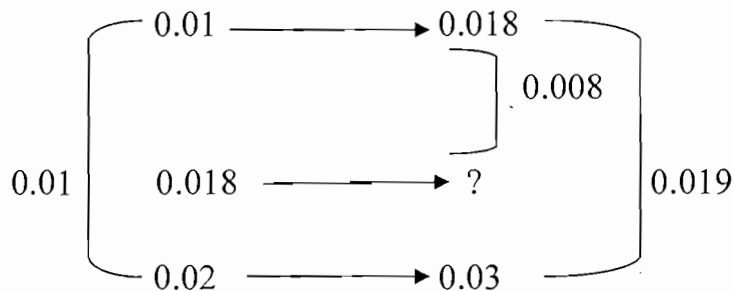
m_s : moment fléchissant réduit.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

Dans la suite, nous allons utiliser le béton B₂₅ et des aciers B_{st 450/500}. Le moment fléchissant réduit dans le sens des x est :

$$m_s = \frac{3.87}{1 \cdot 0.11^2 \cdot 17500} = 0.018.$$

Calcul de w_2 par interpolation



$$w_2 = 0.018 + \frac{0.019 \cdot 0.008}{0.01} = 0.0332$$

$$A_{s_x} = \frac{0.0332 \cdot 1 \cdot 0.11}{24} = 0.000152 \text{ m}^2/\text{m} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons ϕ_6 , st = 18.5 cm avec $A_{s \text{ eff}} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$m_{s_y} = \frac{3.87}{1 \cdot 0.105^2 \cdot 17500} = 0.2$$

$$w_2 = 0.037$$

$$A_{s_y} = \frac{0.037 \cdot 1 \cdot 0.105}{24} = 0.000161 \text{ m}^2/\text{m} = 1.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons ϕ_6 , $st=17.5$ cm, avec $A_s \text{ eff} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est prise dans l'intervalle [20 à 40] cm. Pour la suite, nous allons prendre $d=30$ cm.

Détermination des charges

$$g = g_l + Dg$$

Charges permanentes $g = \gamma b * d * 0.70 \text{ KN/m}^2$

$$= (0.25 * 0.3) \text{ KN/m}^2 + 0.7 \text{ KN/m}^2 = 8.2 \text{ KN/m}^2.$$

Avec 0.70 KN/m^2 : charge de l'enduit et d'étanchéité

Charges d'exploitation

- Poids de la dalle de couverture $P = 5.25 \text{ KN/m}^2 * 3.84^2 \text{ m}^2 = 77.41 \text{ KN}$;
- Poids du mur = $P = 0.4 * 3.82 * 1.8892 \text{ m} * 4 * 22.6 \text{ KN/m}^3 = 260.95 \text{ KN}$;
- Poids de l'enduit et d'étanchéité
 $P = 0.7 \text{ KN/m}^2 * (3.82 * 4 * 1.8892) \text{ m}^2 = 20.2 \text{ KN}$;
- Poids total = $(77.41 + 260.95 + 20.2) \text{ KN} = 358.56 \text{ KN}$;
- Pression sous le mur = $\frac{358.56 \text{ KN}}{(3.82 * 4 * 0.4) \text{ m}^2} = 58.66 \text{ KN/m}^2$.

Nous constatons que la pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau. Pour le dimensionnement, nous allons prendre, pour la charge, une égale à la pression sous le mur.

Donc, la charge totale est de :

$$q = g + P = (8.2 + 58.66) \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations

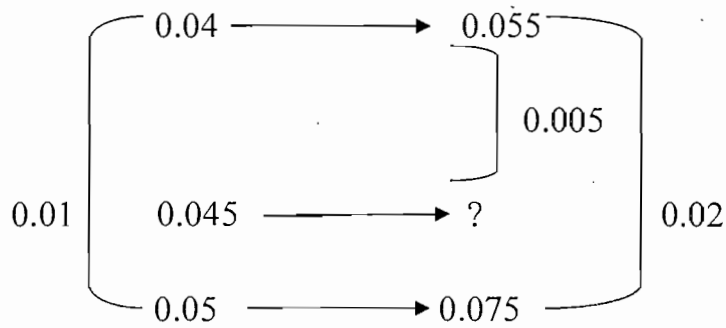
$$\frac{l_x}{l_y} = 1 ; f_{x0} = 20.0 \text{ et } f_{y0} = 20.0$$

$$M_{t_x} = \frac{q * l_x^2}{f_{x0}} = 66.86 * \frac{3.84^2}{20} = 49.29 \text{ KNm/m}$$

$$M_{t_x} = M_{t_y} = 49.29 \text{ KNm/m}$$

Détermination des aciers

$$m_{s_x} = \frac{49.29}{1 \cdot 0.25^2 \cdot 17500} = 0.045$$

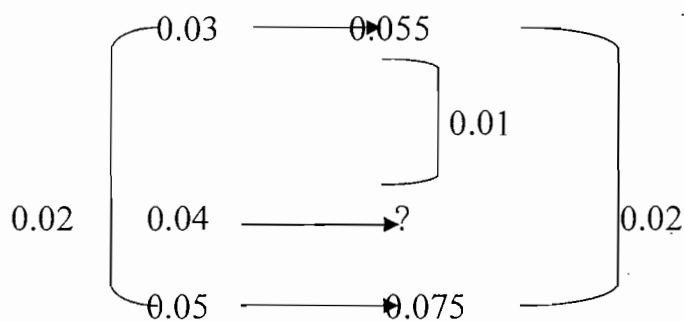


$$W_2 = 0.055 + \frac{0.02 \cdot 0.005}{0.01} = 0.06$$

$$A_{s_x} = \frac{0.06 \cdot 1 \cdot 0.25}{24} = 0.000625 \text{ m}^2/\text{m} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons ϕ_{10} , $st = 12.5 \text{ cm}$; avec $A_{s \text{ eff}} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$M_{s_y} = \frac{49.29}{1 \cdot 0.245^2 \cdot 17500} = 0.04$$



$$W_2 = 0.055 + \frac{0.02 \cdot 0.01}{0.02} = 0.75$$

$$A_{s_y} = 0.075 * \frac{1 * 0.245}{24} = 0.0007656 \text{ m}^2/\text{m} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons ϕ_{10} , $st = 10 \text{ cm}$; avec $A_{s \text{ eff}} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

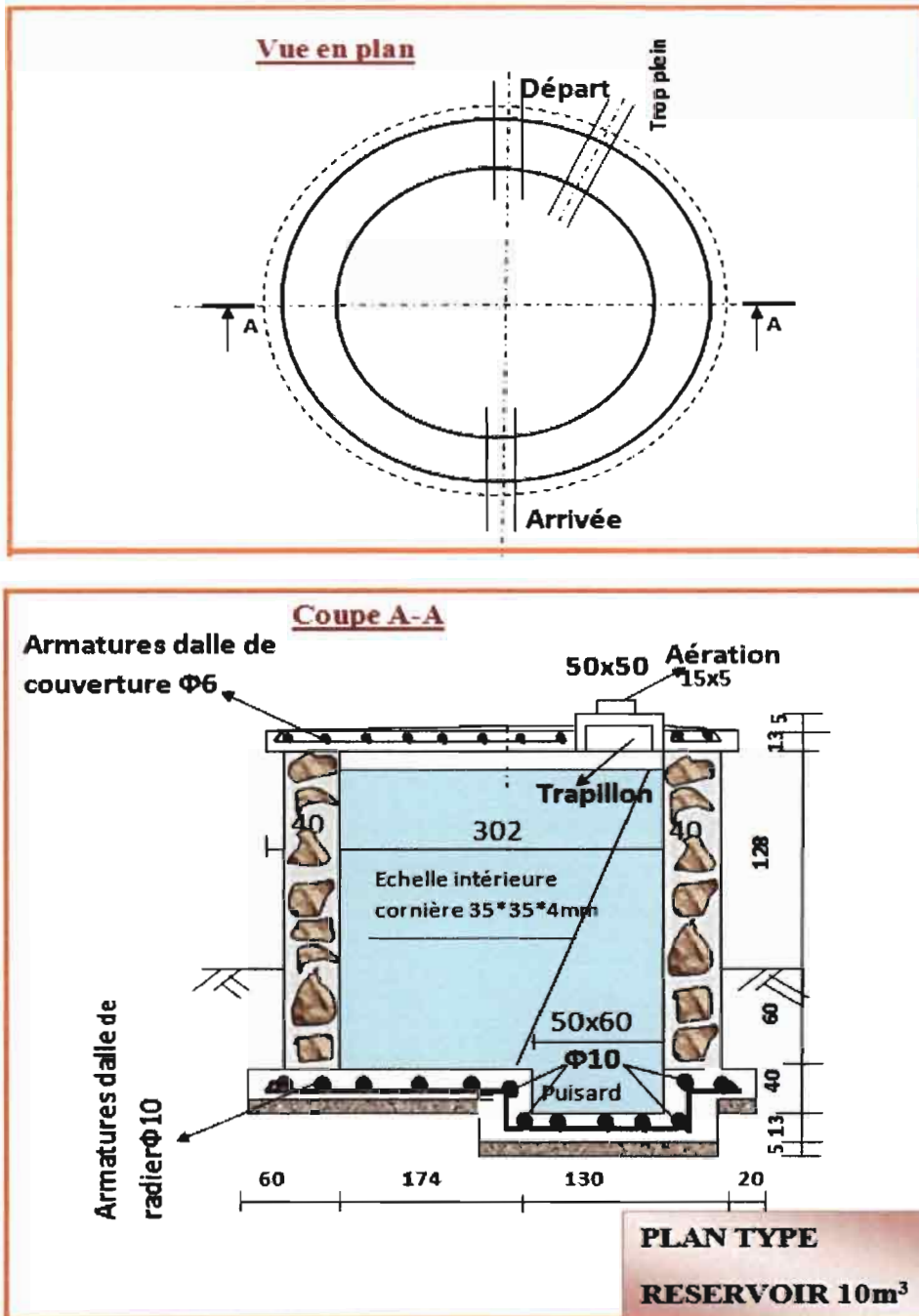


Fig.13. VI : Réservoir type de 10m³

Dimensionnement des réservoirs de 15 m³

$$R1=R2=R3=R4=15\text{m}^3$$

Dalle de couverture

La procédure est la même comme pour le dimensionnement des réservoirs de 10 m³.

$$\text{Diamètre intérieur} = 1.405\sqrt[3]{V} = 1.045\sqrt[3]{15} = 3.465 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre de la dalle} = 3.465 \text{ m} + (0.4*2) = 4.265\text{m}.$$

$$l_x=l_y=4.265\text{m} + (0.01*2) = 4.285\text{m}.$$

$$H=0.46D=0.46*3.465\text{m}=1.593\text{m}.$$

La hauteur de l'eau dans le réservoir est égale à 1.593m.

La hauteur des parois de mur = 1.8892 m.

Selon DIN,1045, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$h \geq \frac{\alpha * l}{35} \text{ dans tous les cas.}$$

$$h \geq \frac{1*4.285}{35} \geq 0.1224 \text{ m ; donc } h \geq 12.24 \text{ cm ; } h \geq 13 \text{ cm.}$$

Avec : α : coefficient qui est fonction des conditions d'appuis.

l : portée de la dalle.

Pour notre cas, la dalle est simplement appuyé, d'où $\alpha=1$.

Prenons pour la dalle $h=13 \text{ cm}$.

$$d=h+e+\frac{1}{2}\phi_s=13 \text{ cm}+1\text{cm}+0.5\text{cm}=14.5\text{cm}\approx 0.145\text{m}.$$

Avec: d : hauteur minimale

h: hauteur utile

e : enrobage = 1.0cm pour notre cas

ϕ_s : diamètre des aciers, prenons $\phi_s=1$ cm.

Calcul des charges

- Charges permanentes G = elle est composée de béton de 25KN/m^2
 $G=25\text{KN/m}^3*0.145\text{m}=3.625\text{KN/m}^2$.
- Charges d'exploitation ou surcharge : 2 personnes peuvent assurer l'entretien
 $P=1\text{KN/m}^2*2=2\text{KN/m}^2$.
 La charge totale $q=(3.625\text{KN/m}^2+2\text{KN/m}^2)=5.625\text{KN/m}^2$.
 Avec q = charge totale de la dalle.

Calcul des sollicitations

On a vu que $l_x=l_y=4.285\text{m}$.

$$\frac{l_x}{l_y}=1 ; f_{x0}=20.0 \text{ et } f_{y0}=20.0$$

Avec : f_{x0} et f_{y0} : coefficient pour le calcul des moments.

Calcul des moments entravés

$$Mt_x = \frac{ql^2x}{f_{x0}} = \frac{5.625\text{KN/m}^2 * 4.285^2\text{m}}{20} = 5.164\text{KNm/m}.$$

$$Mt_x = Mt_y = 5.164\text{KNm/m}.$$

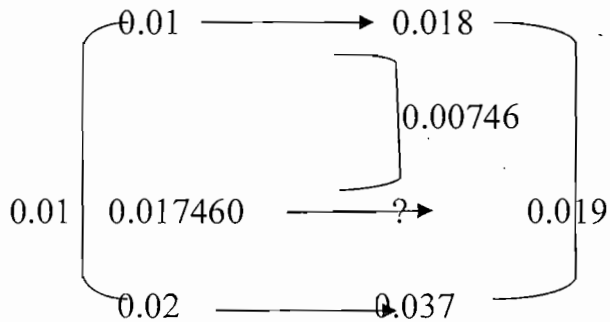
Avec Mt_x : moment entravé dans le sens des x

Mt_y : moment entravé dans le sens des y .

q : charge de la dalle.

Calcul des sections des armatures

$$M_{S_x} = \frac{M_{tx}}{b \cdot h^2 \cdot f_w} = \frac{5.164 \text{ KNm}}{1 \cdot 0.13^2 \text{ m} \cdot 17500} = 0.017460 ; h = d - \frac{1}{2} \phi_s = 14.5 - 0.5 = 14 \text{ m}$$



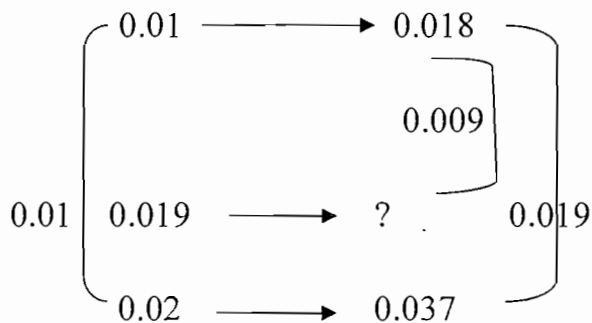
$$W_2 = 0.018 + \frac{0.019 \cdot 0.007}{0.01} = 0.031$$

$$A_{S_x} = \frac{w_2 \cdot b \cdot h}{f_e / f_w} = \frac{0.031 \cdot 1 \cdot 0.13}{24} = 0.000169 \text{ m}^2 = 1.69 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons ϕ_6 , $st = 16.5$ avec $A_{s \text{ eff}} = 1.71$

$$\text{Pour } m_{s_y} = \frac{5.164 \text{ KN}}{1 \cdot 1750 \cdot 0.125^2 \text{ m}} = 0.01888 \approx 0.019$$

$$\Rightarrow h' = h - \frac{1}{2} \phi = 13 - 0.5 = 12.5 \text{ cm} = 0.125 \text{ m}$$



$$W_2 = 0.018 + \frac{0.009 \cdot 0.019}{0.01} = 0.035$$

$$A_{s_y} = \frac{W_2 * b * h}{f_e / f_w} = \frac{0.035 * 1 * 0.125}{24} = 0.0001822 \text{ m}^2 = 1.822 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons ϕ_6 , $s_t = 15.5 \text{ cm}$, avec $A_{s \text{ eff}} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Dimensionnement du radier

Détermination des charges

Charges permanentes $g = g_l + d_g = \gamma_b * d + 0.7 \text{ KN/m}^2$.

$$g = (25 \text{ KN/m}^2 * 0.3 \text{ KN/m}^2) + 0.7 \text{ KN/m}^2 = 8.2 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation

- Poids de la dalle = $5.625 \text{ KN/m}^2 * (4.285 \text{ m})^2 = 103.281 \text{ KN}$.
- Poids du mur = $0.4 \text{ m} * 4 * 1.8892 * 22.6 \text{ KN/m}^3 * 4.265 \text{ m} = 291.356 \text{ KN}$.
- Poids de l'enduit et d'étanchéité = $0.7 \text{ KN/m}^2 * (4.265 * 4 * 1.8892) \text{ m}^2 = 2.560 \text{ KN}$
- Pression de l'eau = $P = 10 \text{ KN/m}^3 * H$

$$P = 10 \text{ KN/m}^3 * 1.593 \text{ m} = 15.93 \text{ KN/m}^2$$

- Poids total = $103.281 \text{ KN} + 291.356 \text{ KN} + 2.560 \text{ KN} = 417.197 \text{ KN}$
- Pression sous le mur = $\frac{417.197 \text{ KN}}{4 * 0.4 * (4.265 \text{ m})^2} = 61.136 \text{ KN/m}^2$

La pression sous le mur est supérieure à celle de l'eau, nous allons prendre pour la charge P, une charge égale à la pression sous le mur.

La charge totale est de : $q = g + P = 8.2 \text{ KN/m}^2 + 61.136 \text{ KN/m}^2 = 69.336 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = 1 ; f_{x^0} = 20.0 \text{ et } f_{y^0} = 20.0$$

$$M_{t_x} = \frac{q * l_x^2}{f_{x^0}} = \frac{69.336 \text{ KN/m}^2 * 4.285^2 \text{ m}^2}{20} = 63.654 \text{ KNm}$$

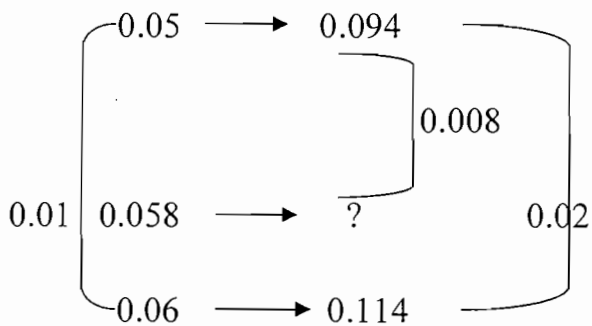
$$M_{t_x} = M_{t_y} = 63.654 \text{ kNm.}$$

Détermination des aciers

d est situé entre 0.20 et 0.40, soit 0.30m

$$h = 0.30\text{m} - 0.05\text{m} = 0.25\text{m.}$$

$$M_{s_x} = \frac{M_{t_x}}{b \cdot h^2 \cdot f_w} = \frac{63.654 \text{ kNm}}{1 \cdot 17500 \cdot 0.25^2} = 0.058$$

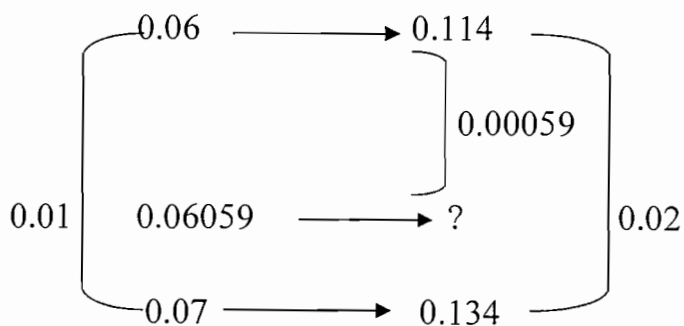


$$W_2 = 0.094 + \frac{0.008 \cdot 0.02}{0.01} = 0.11.$$

$$A_{s_x} = \frac{W_2 \cdot b \cdot h}{f_e / f_w} = \frac{0.11 \cdot 1 \cdot 0.25}{24} = 0.0011458 \text{ m}^2 = 11.458 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons : ϕ_{16} , $s_t = 17.5$; $A_{s \text{ eff}} = 11.49 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$M_{s_y} = \frac{M_{t_y}}{b \cdot h^2 \cdot f_w} = \frac{63.654 \text{ kNm}}{1 \cdot 17500 \cdot 0.245^2} = 0.06059; h = 0.25 - 0.005 = 0.245\text{m}$$



$$W_2 = 0.114 + \frac{0.00059 \cdot 0.02}{0.01} = 0.115$$

$$A_{s_y} = \frac{W_2 \cdot b \cdot h}{f_e / f_w} = \frac{0.115 \cdot 1 \cdot 0.245}{24} = 0.0011739 \text{ m}^2 = 11.739 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons ϕ_{16} , $st = 17.0$; $A_{s \text{ eff}} = 11.83 \text{ cm}^2/\text{m}$.

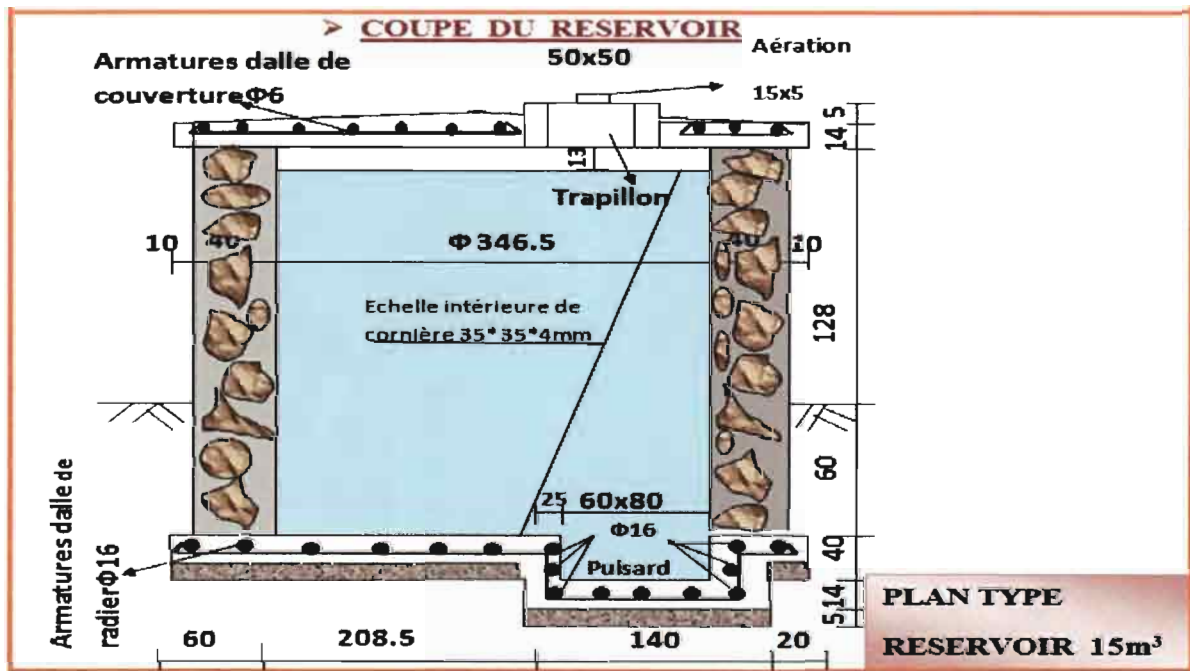
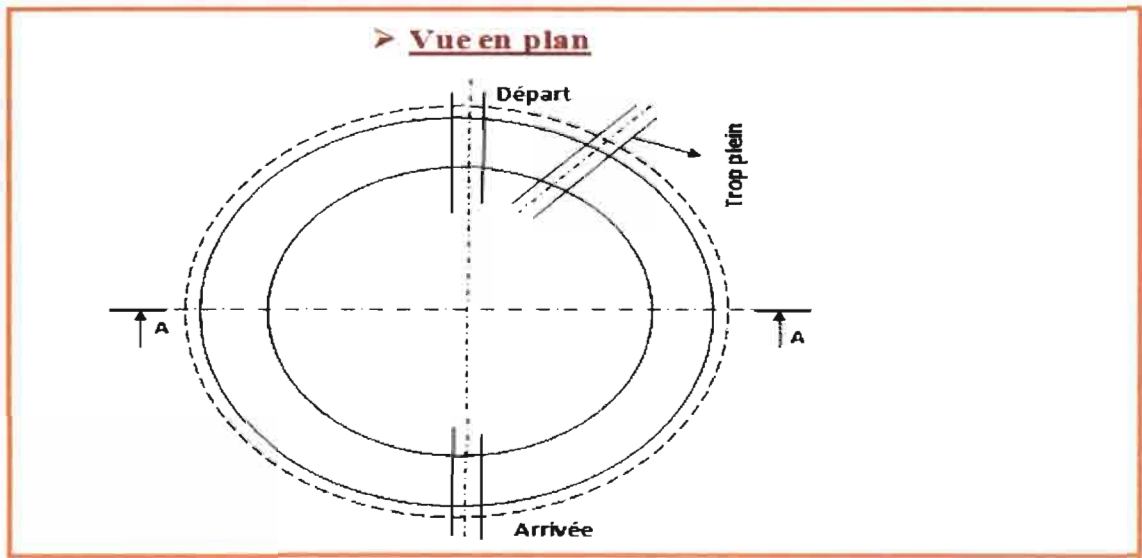


Fig.14. VI: Reservoir type de 15 m³

VI.2. Organes et accessoires

VI.2.1. Chambre de captage

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

VI.2.2. Chambre collectrice

La chambre collectrice est un ouvrage construit pour collecter les eaux provenant de plusieurs émergences (captages) pour les acheminer dans la chambre de départ.

VI.2.3. Chambre de départ

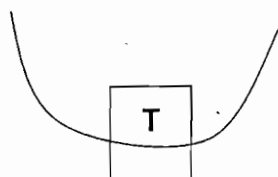
La chambre de départ est un ouvrage construit en moellon et suit directement le captage destiné à accueillir les eaux de la chambre de captage (collectrice). Elle est souvent compartimentée pour pouvoir décanter les particules solides (sables) dans le 1^{er} compartiment et l'eau passe ensuite au dessus du seuil plat pour se déverser dans le second compartiment pour le départ.

VI.2.4. Chambre d'équilibre et la brise de charge

- La chambre d'équilibre (réservoir d'équilibre) est un ouvrage construit pour initialiser les pressions pour les eaux provenant de plusieurs ; captages se trouvant à différentes altitudes ;
- La brise de charge limitera la pression de service.

VI.2.5. Chambre de purge

La chambre de purge (vidange) est ouvrage installé aux différents points bas du réseau pour éliminer les dépôts solides contenus dans les conduites en cas d'eau chargée. On place un Té sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie obligatoirement avec un tuyau qui rejoint le terrain naturel en gardant une pente de 2%.



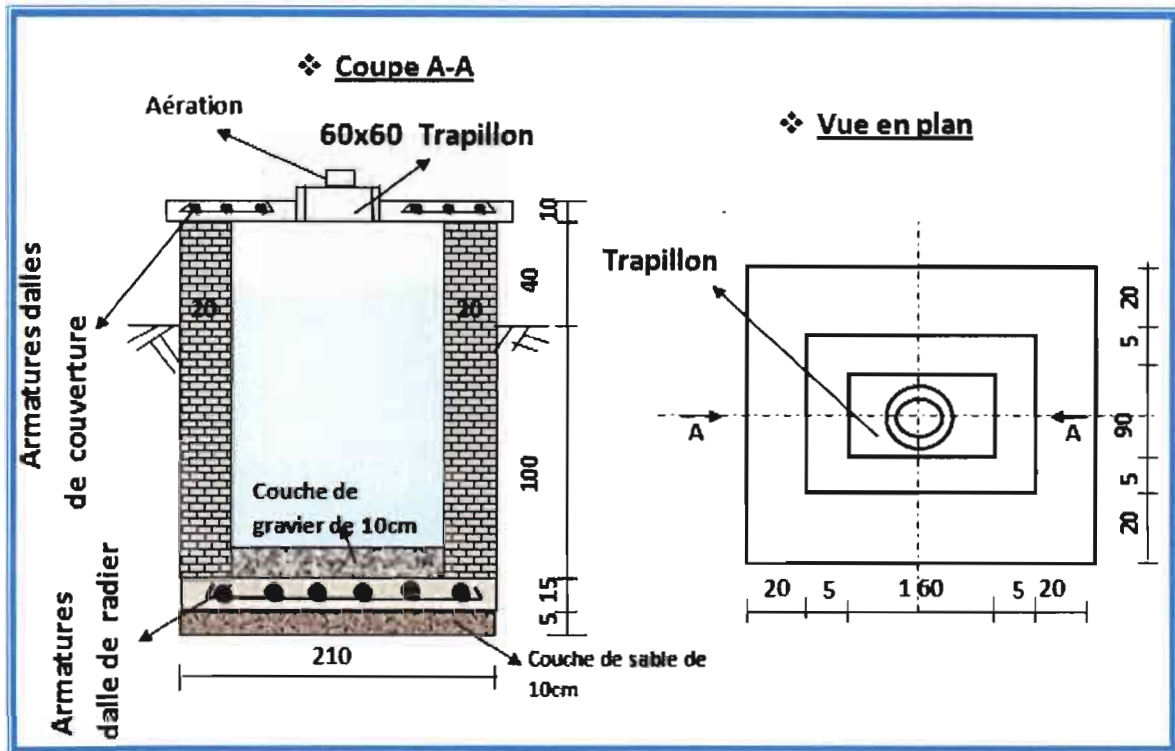
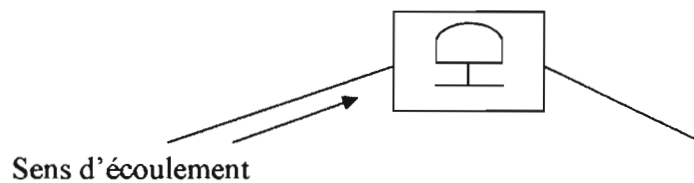


Fig.15.VI : La chambre de purges

VI.2.6. Chambre de ventouse

La chambre de ventouse (purge d'air) est un ouvrage construit comme celui de purge mais cette fois-ci installés aux différents points de haut réseau pour éliminer de l'air contenu dans les conduites. On place sur la conduite principale avec positionnement d'une sortie vers le haut, on y installe des organes de dégazages (ventouses).



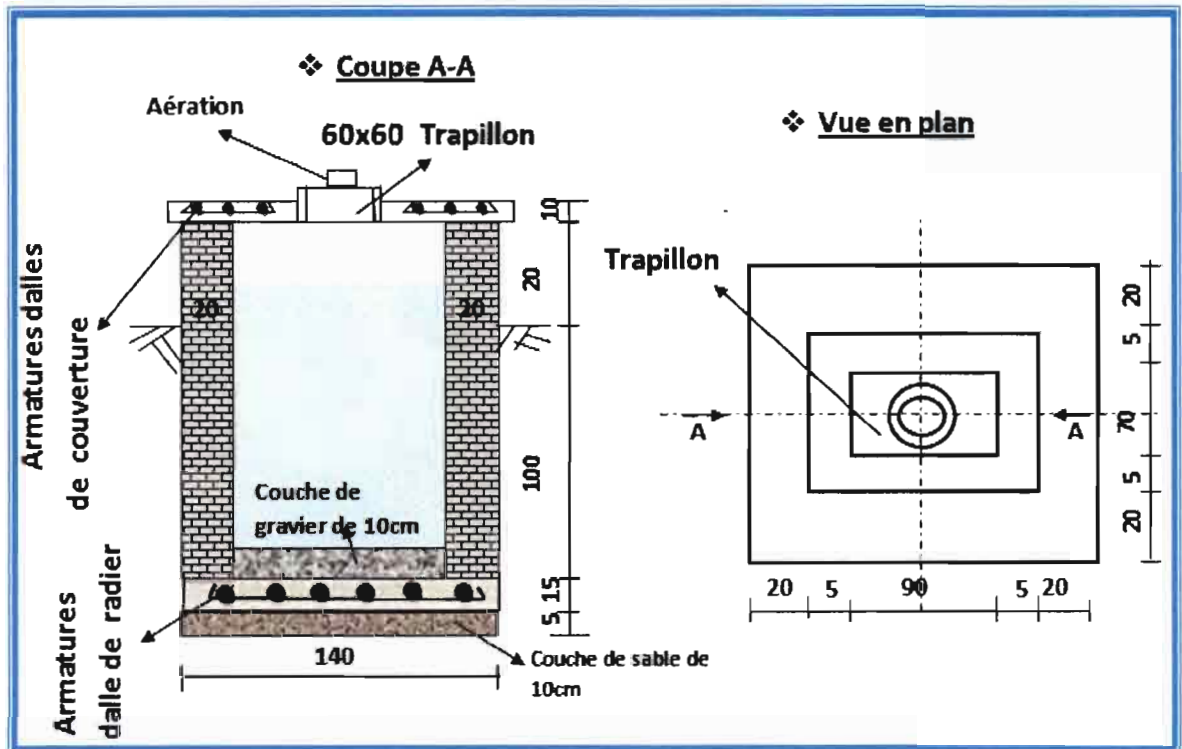


Fig.16.VI : La chambre de ventouses

VI.2.7. Chambre de vanne et de sectionnement

La chambre de vanne et de sectionnement (chambre de répartition) est un ouvrage permettant de répartir le débit dans les différents branchements du réseau. On y installe un T_é et des vannes glissière pour régler le débit dans les différents branchements.

Les types de vannes

- Vannes à glissière : on les utilise pour réguler le débit et on les appelle aussi vannes de régulation ;
- Vannes à bille : les vannes à billes sont les vannes O/F permettant l'ouverture et la fermeture mais pas la régulation.

VI.2.8. Ouvrages de distribution

VI.2.8.1. Robinets

Le robinet est une des parties d'une borne fontaine chargée de l'obturation et de mise en fonction d'un point d'eau. Il est installé aux points accessibles par le public.

On distingue deux types de robinets :

- Les robinets dits quart de tour pour le diamètre allant de 100mm (petit diamètre seulement) ;
- Les robinets vannes pour les gros et petits diamètres.

VI.2.8.2. Bornes fontaines

Les bornes fontaines sont des ouvrages composés d'un tuyau de prise d'eau et d'un robinet. La plupart des bornes fontaines sont connectées sur les réservoirs. On adopte :

- ✓ Les réservoirs bornes fontaines simples ;
- ✓ Les réservoirs bornes fontaines doubles ;
- ✓ Les réservoirs bornes fontaines triples.

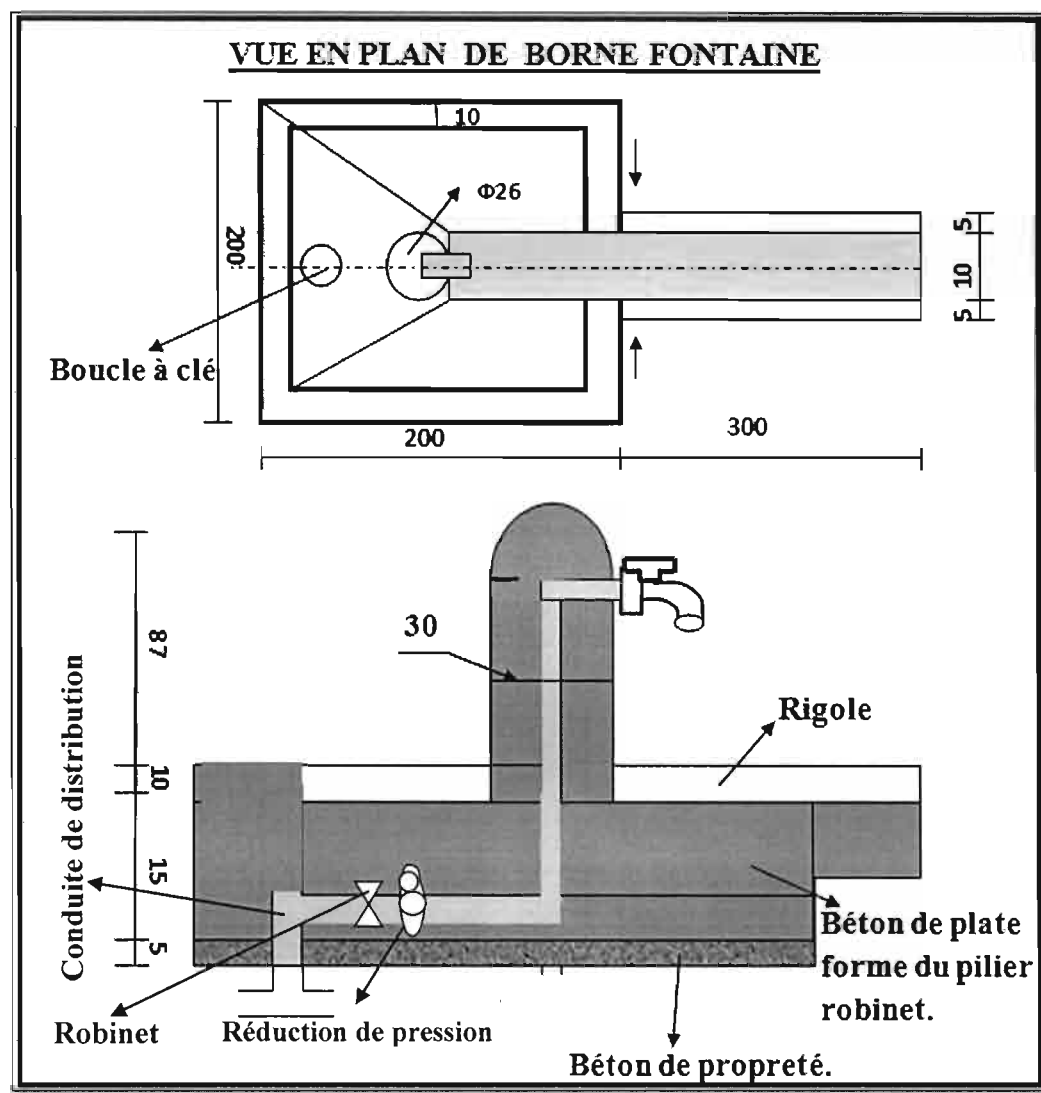


Fig.17. VI : Borne fontaines

VI.2.8.3. Décharges

Ce sont des robinets placés aux points bas de canalisation pour en permettre le vidage. L'eau est dirigée vers l'égout le plus proche.

VI.2.8.4. Clapets de retenue

Les clapets ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

CHAPITRE VII : EVALUATION DU COUT DU PROJET

VII .1. Généralités

L'estimation du coût de projet consiste à évaluer les ouvrages d'un projet en comptabilisant à la fois les matériaux, matériel, main d'œuvre et argent permettant son exécution .C'est au métreur de pouvoir établir des devis avant son exécution en détaillant tous les travaux à exécuter.

Le projet dont nous allons évaluer le coût n'est pas totalement neuf mais comme on ne saurait pas évaluer exactement les matériaux récupérables, nous avons jugé bon de le considérer comme étant neuf. Bien sûr cela n'empêche pas que celui qui sera amené à exécuter le projet pourra tenir compte des matériaux récupérables si le maître de l'ouvrage précisera cela dans le dossier de l'appel d'offre.

VII. 2. Main d'œuvre et matériel

VII .2.1. Main d'œuvre

Nous classons la main d'œuvre en deux grands groupes :

a) Main d'œuvre productive :

Celle-ci est constituée par les ouvriers qui participent directement à la mise en œuvre des matériaux .Les ouvriers sont regroupés suivant leur qualification (expérience)

b) Main d'œuvre improductive et Main d'œuvre d'encadrement

C'est cette main d'œuvre qui ne participe pas directement à la mise en œuvre des matériaux, mais qui néanmoins y contribue.

Le nombre et les durées sont exprimés en hommes / mois.

Il s'agit de :

- Main d'œuvre improductive
 - chef d'équipe
 - pointeur
 - magasinier
 - chauffeur
- Main d'œuvre d'encadrement

- ingénieur
- chef de chantier

Pour le présent projet, l'évaluation de la main d'œuvre s'est basée sur le temps d'exécution moyen (TEM) proposé par le projet ASCO (Association du Secteur de la Construction)

- terrassement : $3\text{m}^3/\text{j}/\text{ouvrier}$;
- mise en place du lit de pose et bonne terre : $2\text{m}^3/\text{ouvrier}/\text{j}$;
- montage des éléments en béton : 47 regards/2 ouvriers/j ;
- mise en place des conduites : $119\text{m}/2\text{ouvriers}/\text{j}$;
- mise en place de la maçonnerie en moellon :
 - ✓ le coffrage : $4\text{m}^3/\text{ouvrier}/\text{j}$;
 - ✓ le ferrailage : $25\text{m}^3/\text{ouvrier}/\text{j}$;
 - ✓ l'enduit intérieur taloché : $5\text{m}^3/\text{ouvrier}/\text{j}$;
 - ✓ le bétonnage : $3\text{m}^3/\text{ouvrier}/\text{j}$.

VII.2.2. Matériel de chantier

Le présent projet nécessite un matériel moyen tel que :

- Houes, pelles, pics, marteaux, masses, machettes ;
- Brouettes et seaux ;
- Niveaux à lunettes ou théodolite ;
- Camion benne, camionnette de chantier ;
- Matériel de plomberie.

Les frais de ce matériel sont relatifs aux :

- Amortissement ;
- Paiement des intérêts ;
- Frais de réparation ;
- Frais de consommation.

VII.3. Devis descriptif

VII.3.1. Captage

VII.3.1.1. Décapage de la terre végétale

On effectue un décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 20 cm avec un ajout de 1m sur les cotes pour avoir un espace de travail.

VII.3.1.2. Terrassement en déblai

On effectuera un terrassement en profondeur et en largeur (déblai) jusqu'à la roche dure pour faciliter la collecte des eaux au maximum. Les quantités sont évaluées suivant le plan de la fondation par la relation :

$$V = L * l * H * f$$

Avec v= volume des déblais ;

L= longueur de la fouille ;

l= largeur de la fouille ;

H= profondeur ;

f= coefficient de foisonnement.

VII.3.1.3. Pose des tuyaux de captage

VII.3.1.3.1. Gravier filtrant (m³)

On pose les graviers avant les tuyaux pour éviter le contact de ceux-ci avec la terre non filtrant qui risque de boucher les trous captant du tuyau.

VII.3.1.3.2. Tuyaux captant en ml

Les tuyaux sont en PVC et perforés de manière à capter le maximum d'eau. Ils sont posés sur le gravier filtrant d'une épaisseur de 10 cm.

VII.3.1.3.3 .Remblai

Le remblayage se fera avec la terre excavée expurgée des éléments susceptibles d'endommager le revêtement extérieur des conduites.

Après la pose des tuyaux, on effectue un remblai avec du gravier filtrant tout autour du tuyau ; puis on ajoute la terre déblayée, par après on mettra une couche d'argile de 20 cm et au dessus on y met de la terre ordinaire dans laquelle on y plantera du gazon.

VII.3.2. Chambre de départ

VII.3.2.1. Décapage de la terre végétale

Elle est exécutée sur une profondeur de 30 cm.

VII.3.2.2. Terrassement

Les terrassements pour fondation sont comptés comme suit :

$$V=A*B*H$$

Avec : V= volume des déblais ;

A= Longueur de la fouille ;

B= largeur de la fouille ;

H= hauteur de la fouille.

VII.3.2.3. Bétons

a) Béton de propreté

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

Dosage : dans 1 m³ de béton de propreté, on aura :

- Gravier 8/16 : 0.8 m³ ;
- Sable 0.63/5 : 0.4m³ ;
- Ciment : 250 kg.

b) Béton de forme

- Epaisseur : 20 cm
- Dosage : dans 1 m³ de béton de forme, on aura :
 - Gravier : 0.8 m³
 - Sable : 0.4 m³
 - Ciment : 250 kg.

Ce poste comprend le coffrage des joints, le bétonnage et le décoffrage après 24 heures au moins ;

c) Béton armé pour couvercle

- Epaisseur : 15 cm ;
- Dosage : dans 1 m³ de béton armé, on aura :
 - Sable : 0.4 m³ ;
 - Gravier : 0.8 m³ ;
 - Ciment : 350 kg ;
 - Armatures : ϕ_6 ;
 - Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

On laisse une ouverture de 60*60 cm pour l'accès à l'intérieur.

VII.3.2.4. Maçonnerie des parois en moellon

La maçonnerie se fait par des moellons en carrières de meilleur qualité de forme plus ou moins régulière et de dimensions variées. Les meilleurs sont jointoyés avec du mortier dosé à 250 kg de ciment par m³ de sable.

Dosage :

- Moellon : 4.4 m³ de volume ;
- Sable pour mortier : 0.35 m³/m³ de volume ;
- Ciment : 250 kg.

VII.3.2.5. Tuyauteries et accessoires

Les tuyaux sont posés suivant les plans.

La composition des accessoires est :

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

VII.3.2.6. Conduite d'alimentation

VII.3.2.6.1. Tranchée de pose des tuyaux

Les tranchées sont creusées uniformément à la profondeur de 1 m pour protéger contre les dégradations extérieures et pour assurer la conservation de la fraîcheur d'eau. Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver. La profondeur de la tranchée est ± 80 cm et la largeur de la tranchée est ± 50 cm.

VII.3.2.6.2. Pose des tuyaux

La pose se fera conformément aux précautions prédéfinies. Au niveau des traversées des cours d'eau ou des routes, les tuyaux en PVC qui ne sont pas remplacés totalement seront recouverts par graines métalliques pour éviter les accidents de rupture.

VII.3.2.6.3. Remblai des tranchées

Les remblais proviennent des terres en déblais. Une couche de sable de 10 cm d'épaisseur sera placée en dessous et au dessus de la conduite pour une bonne stabilité. On exécutera un remblai avec des terres dépourvues des débris animaux et végétaux.

VII.3.3. Accessoires à la conduite d'alimentation

VII.3.3.1. Chambre de ventouse

A. Décapage de la terre végétale

Elle est exécutée sur une profondeur de 30 cm.

B. Terrassement

Les déblais sont exécutés à la main suivant les dimensions sur plans.

C. Béton

C.1. Béton de propreté

- Epaisseur : 5 cm ;
- Dosage : dans 1 m³ du béton de propreté, on aura :
 - Gravier : 0.8 m³ ;
 - Sable : 0.4 m³ ;
 - Ciment : 250 kg.

C.2. Béton de forme

- Epaisseur : 20 cm
- Dosage : dans 1 m³ du béton de forme, on aura :
 - Gravier : 0.8 m³ ;
 - Sable : 0.4 m³ ;
 - Ciment : 250 kg ;
 - Fer à béton : ϕ_6 ;
 - Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

C.3. Béton pour couvercle

- Epaisseur : 15 cm ;
- Dosage : dans 1 m³ du béton armé, on aura :
 - Gravier 5/15 = 400 litres ;
 - Gravier 15/25 = 500 litres ;

- Sable $0.63/5 = 500$ litres ;
- Ciment CPA₄₅ = 350 kg ;
- Armature = ϕ_6 ;
- Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

On prévoit une ouverture de 60 cm * 60 cm pour l'accès à l'intérieur.

C.4. Maçonnerie en briques cuites

Les briques sont bien dures et cuites, sélectionnées du même format et de même fabrication pour l'ensemble des travaux de maçonnerie.

Elles ont une dimension de 19 cm*9 cm*6 cm.

C.5. Revêtement intérieur

Le fond et les parois intérieurs seront enduits au mortier de ciment (épaisseur 3 cm), dosage 400 kg/m³.

C.6. Accessoires des ventouses

La composition des accessoires en fonte ductile est :

- Bride-emboitement ;
- Manchette d'encrage ;
- Té ;
- Coude de réduction ;
- Joint de démontage ;
- Ventouse.

VII.3.3.2. Chambre de purges

A. Décapage de la terre végétale

Idem que pour les ventouses

B. Terrassement

Idem que pour les ventouses

C. Béton

C.1. Béton de propreté

Idem que pour les ventouses

C.2. Béton armé (pour le fond, parois, couvercle de la chambre)

Composition du béton armé est :

- Gravier 8/16 : 450 litres ;
- Sable 0.63/5 : 800 litres ;
- Ciment CPA₄₅ : 350 kg ;
- Armatures : = ϕ_6 ;
- Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

C.3. Accessoires de la chambre de purge

Composition du béton armé est :

- Bride-emboitement ;
- Manchette d'encrage ;
- Tés ;
- Vannes ;
- Joint de démontage.

C.4 : Maçonnerie pour les parois et le revêtement intérieur

Idem que pour les armatures

VII.3.4. Réservoirs

A. Terrassement

Le terrassement consiste à l'enlèvement de la terre végétale et dessouchage des débris végétaux.

B. Bétons

B.1. Béton de propreté

Idem que pour la chambre de départ

B.2. Béton de plate forme pour la dalle de sol des réservoirs

Composition du béton de plate est :

- Gravier : 800 litres ;
- Sable : 400 litres ;
- Ciment : 250 kg ;
- Armatures : ϕ_{10} ;
- Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

B.3. Béton armé pour le couvercle

- Epaisseur : 15 cm ;
- Dosage : dans 1 m³ du béton armé, on aura :
 - Gravier = 800 litres ;
 - Sable = 400 litres ;
 - Ciment = 350 kg ;
 - Armature = ϕ_6 ;
 - Fil à ligaturer : 5% du poids des armatures.

Pour les grands réservoirs, on prévoit un pilier et des poutres de renfort de la dalle en béton armé.

C. Maçonneries des parois

Les parois des réservoirs sont en moellon (épaisseur : 40 cm) et des joints d'épaisseur inférieurs à 4 cm. Ces parties en contact avec le sol sont protégées par une couche de bitume. Les parois de regards sont en briques (épaisseur : 20 cm) et jointoyées du mortier de ciment (épaisseur : 1cm) dosés à 300 kg de ciment par 1 m³ de sable.

D. Accessoires de tuyauteries

La composition est la suivante :

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

- Tuyau de trop plein (partie supérieure).

VII.3.5. Bornes fontaines

A. Terrassement

Les travaux concernent la plate forme pour la borne fontaine, la chambre vanne et le rigole de caniveau d'évacuation. Le terrassement consiste à l'enlèvement de la terre végétale sur une profondeur de 30 cm. Les fouilles sont exécutées jusqu'à 80 cm de profondeur.

B. Béton

B.1. Béton de propreté

Idem que pour les ventouses

B.2. Béton armé (*pour la plate forme, le pilier du robinet de puisage*)

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

B.3. Accessoires de robinetteries

Les accessoires sont :

- ✓ Joints de démontage ;
- ✓ Robinet vanne ;
- ✓ Réducteurs de pression ;
- ✓ Tés ;
- ✓ Manchons ;
- ✓ Robinet de puisage ;
- ✓ Coudes galvanisés.

VII.4. Devis quantitatif

VII.4.1. Description des travaux

VII.4.1.1. Captage

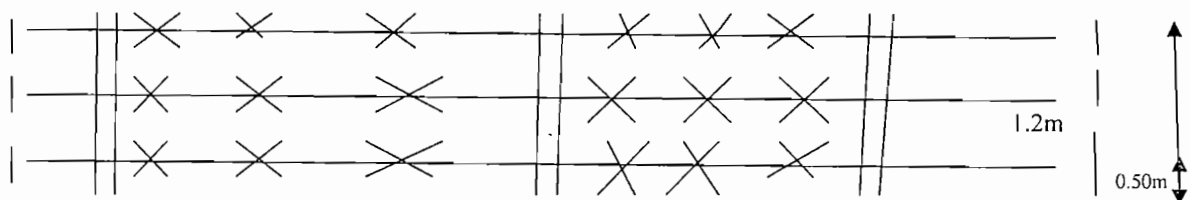
- Terrassement en déblai : les déblais sont exécutés jusqu'aux côtés prescrites. Le volume des terres enlevées est donné par la profondeur et la longueur des matériaux enlevés ;
- Pose des drains : les drains sont posés sur des graviers filtrant d'une épaisseur de 10 cm. Les drains seront en PVC et perforés de manière à capter le maximum d'eau. Ils seront aussi recouverts respectivement d'une couche de gravier filtrant d'une feuille en plastique, de l'argile et de la terre végétale ;
- Pose des drains = 20 ml.

Calcul des **quantités** des travaux

- Dessouchage et débroussage = $1\text{m}^2 * 20 * 20 = 400 \text{ m}^2$;
- Il faut respecter la légère pente des drains pour permettre l'écoulement vers la chambre de captage ;
- Clôture et haie = 1 piquet tous les 3 m.

Nombre de piquet nécessaire = $(\frac{20}{3} + 1) * 4 = 32$ piquets.

- Clôture



fil de fer barbelé = 3 rangs

longueur totale = $20 * 4 * 3 * 1 \text{ m} = 240 \text{ ml}$

VII.4.1.2. Chambre de départ

A. Terrassement

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

$$V=A*B*H$$

Avec A : largeur de la fouille ;

B : longueur de la fouille ;

H : profondeur de la fouille.

B. Béton

Le béton de propriété sera d'une épaisseur de 5 cm et sera mis sur un sol non remanié, il sera dosé à 200kg/m^3 . Le béton du radier sera de :

- ✓ Epaisseur = 30 cm ;
- ✓ Dosage = 350 kg/m^3 ;
- ✓ Les armatures = ϕ_6 , st = 20 cm.

Le béton armé pour le couvercle sera de :

- ✓ Epaisseur = 10 cm ;
- ✓ Dosage = 350 kg/m^3 ;
- ✓ Les armatures = ϕ_6 , st = 20 cm ;
- ✓ Trapillon = 50 cm*50 cm pour accès à l'intérieur.

➤ **Maçonnerie d'élévation** : les parois sont en maçonnerie de moellon rejointoyés avec du mortier de ciment dosé à 350 kg/m^3 . Les moellons et la largeur du joint seront inférieurs à 4 cm. Ils sont également posés rang par rang tout en évitant l'alignement de deux ou plusieurs joints verticaux.

➤ **Revêtement intérieur** : le fond et les parois intérieures seront enduits au mortier de ciment :

- ✓ Epaisseur = 3 cm ;
- ✓ Dosage = 400 kg/m^3 .

Le revêtement est appliqué avec beaucoup de précaution pour assurer une étanchéité parfaite. Ainsi l'enduit de mortier sera recouvert pour une chape lisse hydrofugée.

Quantification des travaux

- Décapage = $1 \text{ m}^3 * 5 * 2 * 0.2 = 2 \text{ m}^3$;
- Déblais = $1 \text{ m}^3 * 5 * 2 * 1.65 = 16.5 \text{ m}^3$;
- Volume de la maçonnerie = $1 \text{ m}^3 * (5+2) * 2 * 2.5 * 0.4 = 14 \text{ m}^3$.

Nous proposons que cette maçonnerie ait les proportions suivantes :

- 70% moellon ;
- 30% mortier de ciment.

Pour cela :

$$\text{Volume de moellon} = \frac{70 * 14 \text{ m}^3}{100} = 9.8 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de mortier de ciment} = \frac{30 * 14 \text{ m}^3}{100} = 4.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface intérieure} = 1 \text{ m}^2 * (5+2) * 2 + 1.5 = 21 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume de moellon} = 1 \text{ m}^3 * 21 * 0.4 = 8.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de la maçonnerie} = 21 \text{ m}^2 * 0.2 = 4.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 8.4 \text{ m}^3 + 4.2 \text{ m}^3 = 12.6 \text{ m}^3.$$

Volume du béton

$$\text{Béton de propreté} = 5.2 * 2.2 * 0.05 = 0.572 \text{ m}^3$$

$$\text{Béton pour radier} = 5 * 2 * 0.15 = 1.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Béton pour couvercle} = 5 * 2 * 0.1 = 1 \text{ m}^3$$

Avec un dosage de 300 kg de ciment, 0.4 m³ de sable, 0.8 m³ de gravier pour un m³ de béton pour le radier et le couvercle est 200 kg de ciment, 0.4 m³ de sable, 0.8 m³ de gravier pour un m³ de béton de propreté ; on a :

- Ciment = 1 kg*(2.5*300) + (0.572*200) = 864.4 kg soit 73 sacs ;
 - Sable = 1 m³*(2.5+0.572)*0.4 = 1.2288 m³ ;
 - Gravier = 1 m³*(2.5+0.572) *0.8 = 2.4576 m³ ;
- Surface totale = 1 m²*5*2 = 10 m².

Aciers

Nombre d'aciers pour le couvercle = 1 acier*10m²*8m/m²=80 m soit 7φ₈ de 12 m

Nombre d'aciers pour le radier = 1 acier*10m²*12m/m²=120m soit 10φ₈ de 12 m

Nombre total d'aciers = (7+10) = 17 aciers

$$\text{Section des aciers} = \frac{D^2 * \pi}{4} = \frac{0.008^2 * 3.14}{4} = 0.00005024 \text{ m}^2$$

$$\text{Longueur} = 17 * 12 \text{ m} = 204 \text{ m}$$

$$\text{Volume} = \text{section} * L = 1 \text{ m}^3 * (0.00005024 * 204) = 0.01024896 \text{ m}^3$$

$$\text{Masse} = 1 \text{ kg} * 7850 \text{ kg/m}^3 * 0.01024896 \text{ m}^3 = 80.454336 \text{ kg}$$

$$\text{Masse du fils à ligaturer} = 5\% \text{ de masse des FAB} = \frac{80.454336 * 5}{100} = 4.0227 \text{ kg}$$

Estimation du coffrage :

- Surface du couvercle = 1 m²*(5*2) + (5+2)*2*0.1 = 11.4 m² ;
- Surface du radier = 1 m²*(5.1*2.1)*2*0.2 = 4.284 m² ;
- Surface totale à coffrer = (11.4 m²+4.284 m²) = 15.684 m² ;
- Nombre de planches = $\frac{15.684 \text{ m}^2}{4 \text{ m} * 0.2 \text{ m}} = 20.925 \approx 21$ planches ;
- Masse des clous = 1 kg*0.15 *15.684 = 2.352 kg.

VII.4.1.3. Travaux de canalisation

VII.4.1.3.1. Fouille de canalisation

Pour permettre les mouvements plus aisés des ouvriers, la largeur des tranchées doit être d'au moins 60 cm. Pour les conduites dont le diamètre nominal est inférieur ou égal à 100 mm, la profondeur doit être égale 80 cm. Une couche de sable pour l'enrobage est prévue pour la stabilité des tuyaux.

Quelques formules à utiliser :

- Volume des terres excavées : $V_T = H * L * l$;
- Volume des conduites : $V_C = \frac{1}{4} \pi * D^2 * L$;
- Volume de sable de pose ou d'enrobage : $V_S = L * l * (\frac{1}{4} \pi * D^2)$;
- Volume des déblais excédentaires : $V_d = (V_S + V_C) * f$;
- Volume des remblais : $V_R = V_T - V_d$

Avec: L = longueur des tuyaux

D = diamètre des tuyaux

l = largeur de la tranchée

H = hauteur de la tranchée

H' = hauteur de la couche d'enrobage = diamètre des tuyaux + 0.15m

f = coefficient de foisonnement (= 1.25).

Couche de la tranchée de canalisation

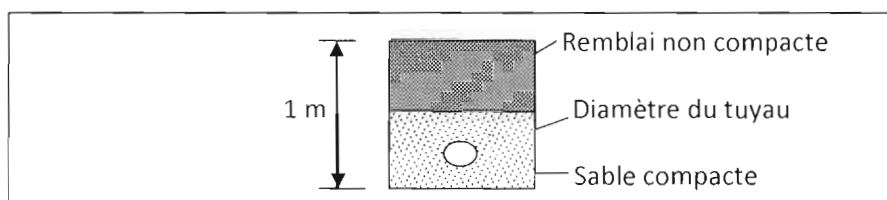


Fig.18.VII : Type de tranchée de canalisation

Le fond de la tranchée doit être plat tout au long d'une même pente afin que la conduite soit rectiligne.

Voici le calcul de base pour l'enrobage des conduites pour différents diamètres utilisés : $H' = D + 0.15$ m.

Diamètre (mm)	Hauteur de la courbe d'enrobage H' (m)
63	0.213
50	0.200
40	0.190
32	0.182
25	0.175

Tableau 13.VII: Hauteur de la couche d'enrobage

D (mm)	L (m)	L (m)	V _C (m ³)	V _T (m ³)	V _S (m ³)	V _d (m ³)	V _R (m ³)	H (m)
63	750	0.5	2.336	300	77.538	99.842	200.158	0.8
50	1300.5	0.5	2.552	520.2	127.497	162.561	357.639	0.8
40	1500.5	0.5	1.884	600.2	140.746	178.29	421.906	0.8
32	1800	0.5	1.446	720	162.32	204.707	515.293	0.8
25	3450.5	0.5	1.692	1380.2	300.396	377.396	1002.804	0.8

Tableau 14.VII : synthèse des travaux de canalisation.

Evaluation des conduites d'alimentation

Types de conduites	Longueur	Nombre de conduite de 6 m	Conduites à commander (coef : 1.05)
Tuyaux PVC ϕ_{63}	750	125	132
Tuyaux PVC ϕ_{50}	1300.5	216.75	228
Tuyaux PVC ϕ_{40}	1500.5	250.08	263
Tuyaux PVC ϕ_{32}	1800	300	315
Tuyaux PVC ϕ_{25}	3450.5	575.08	604

Tableau 15.VII : Evaluation des conduites d'alimentation.

VII.4.1.4. Accessoires à la conduite

VII.4.1.4.1. Chambre de ventouse et chambre de purge

- Terrassement et béton de propreté : idem pour la chambre de départ.
- Le béton pour couverture :
 - Epaisseur = 10 cm ;
 - Dosage = 300 kg/m³ ;
 - armatures ϕ_6 , st = 20 cm ;
 - trapillon = 50 cm* 50 cm pour accès à l'intérieur.
- Maçonnerie pour les parois

La maçonnerie pour les parois sera en briques cuites (épaisseur = 20 cm) de dimension 20*10*5. Le rejointoyage serait au mortier de ciment et avec une épaisseur de 1 cm. Le mortier de ciment sera dosé à 300 kg/m³. Le fond et les parois seront enduits au mortier de ciment (épaisseur : 3 cm). Les tuyauteries et accessoires seront comptés forfaitairement.

a) Chambre de ventouse

$$\text{Décapage} = 1 \text{ m}^3 * 2.4 * 2.2 * 0.2 * 1 = 1.056 \text{ m}^3$$

$$\text{Foville} = 1 \text{ m}^3 * 1.4 * 1.2 * 1 * 1 = 1.68 \text{ m}^3$$

$$\text{Longueur développée de la base} = 1 \text{ m} * (1.4 + 1.2) * 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$\text{Surface totale} = 1 \text{ m}^2 * (5.2 * 1.2) * 1 = 6.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume} = 1 \text{ m}^3 * 6.24 * 0.2 = 1.28 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume occupé par les briques} = 70 * 1.28 = 0.8736 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume occupé par le mortier} = 30\% * 1.28 = 0.384 \text{ m}^3$$

$$\text{Nombre de briques} = 0.8736 * 700 = 612 \text{ briques}$$

$$\text{Nombre de briques à commander} = 612 * 1.15 = 704 \text{ briques}$$

$$\text{Volume des briques} = 1 \text{ m}^3 * 704 * 0.1 * 0.19 * 0.05 = 0.6688 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume des joints} = 1.28 \text{ m}^3 - 0.6688 \text{ m}^3 = 0.6112 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de l'enduit intérieur} = 1 \text{ m}^3 * 704 * 0.2 * 0.2 * 0.05 = 1.408 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total du mortier} = 1 \text{ m}^3 * (1.408 + 0.6112) = 2.0192 \text{ m}^3$$

Volume du béton

$$\text{Dalle de couverture} = 1 \text{ m}^3 * 1.4 * 1.2 * 0.1 = 0.168 \text{ m}^3$$

$$\text{Béton de propreté} = 1 \text{ m}^3 * 1.5 * 1.3 * 0.05 = 0.0875 \text{ m}^3$$

$$\text{Béton de forme} = 1 \text{ m}^3 * 1.4 * 1.2 * 0.15 = 0.252 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total du béton} = 1 \text{ m}^3 * (0.168 + 0.0875) + 0.252 \text{ m}^3 = 0.5175 \text{ m}^3$$

Pour notre travail, on propose un dosage de 350 kg et 1 m³ de sable pour 1 m³ de mortier ; et 350 kg de ciment, 0.4 m³ de sable et 0.8 m³ de gravier pour 1 m³ de béton.

On a les quantités suivantes :

- Ciment = 250 kg * 1.9168 + 350 kg * 0.5175 = 660.325 kg ; soit 13.2 sacs de 50 kg ≈ 14 sacs.
- Sable = 1 m³ * 1.9168 + 0.4 * 0.5175 = 2.1215 m³
- Gravier = 1 m³ * 0.8 * 0.5175 = 0.414 m³

On se propose d'armer le couvercle et le radier avec les aciers ϕ_6 avec espacement de 20 cm dans les deux sens.

Pour 1 m² de surface, le nombre d'aciers de 1 m est de 10.

- Surface de couvercle = 1 m²*1.4*1.2 = 1.68 m²
Nombre total d'aciers = 10 m/m² * 1.68 m² =16.8 m soit 2 ϕ_6 de 12 m.
- Surface du radier = 1 m²*1.6*1.4= 2.24 m²
Nombre total d'aciers = 10 m/m²*2.24 m² =22.4m soit 2 ϕ_6 de 12 m.
Nombre total d'aciers = 2 ϕ_6 + 2 ϕ_6 =4 ϕ_6 de 12 m.
Section des aciers du $\phi_6 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0.006^2}{4} = 0.00002826 \text{ m}^2$
Volume = section * L = 0.00002826 m²*4*12 = 0.00135648 m³
Masse = masse volumique * volume
= 0.00135648 m³*7850 kg/m³= 10.648 kg.
Masse du fils à ligaturer =5% de masse des FAB = $\frac{10.648 \text{ kg} \cdot 5}{100} = 0.532 \text{ kg}$

Estimation de l'aire à coffrer :

- Couvercle = (1 m²*1.4*1.2) + (1.4+1.2)*2*0.1 = 2.2 m²
- Radier = 1 m²*1.5*1.3*2*0.1 = 0.39 m²
- Aire totale = 2.2 m² + 0.39 m²=2.59 m²
- Quantité des clous = 0.15 kg/m²*2.59m²= 0.3885 kg \approx 0.5 kg.
- Nombre des planches = $\frac{2.59 \text{ m}^2}{4 \cdot 0.2} = 3.2375$ planches \approx 4 planches.

b) Chambres de purges

- Décapage = 1 m³*3.1*2.4*0.2*3 = 4.464 m³
- Fouille = 1 m³*2.1*1.4*1*3 =8.82 m³
- Longueur de la base développée = 1 m*(2.1+1.4) * 2 =7 m.
- Surface totale = 1 m²*7*1.2*3 =25.2 m²
- Volume de la maçonnerie = 1 m³*25.2*0.2 = 5.04 m³
- Volume occupé par les briques = 70%*5.04 m³ =3.528 m³
- Volume occupé par les mortiers = 30%*5.04 m³= 1.512 m³
- Nombre de briques = 3.528*700 =2469.6 \approx 2470 briques
- Nombre de briques à commander = 2470 briques*1.15 = 2841 briques
- Volume des briques = 2841*0.1*0.19*0.05 =2.69895 m³
- Volume des joints = 5.04 m³-2.69895 m³ = 2.34105 m³

- Volume de l'enduit intérieur = $2841 * 0.2 * 0.05 * 0.19 = 5.3979 \text{ m}^3$
- Volume total = $5.3979 \text{ m}^3 + 2.34105 \text{ m}^3 = 7.73895 \text{ m}^3$

Volume des bétons

- Dalle de couverture = $1 \text{ m}^3 * 1.4 * 1.2 * 0.1 * 3 = 0.504 \text{ m}^3$
- Béton de propreté = $1 \text{ m}^3 * 1.5 * 1.3 * 0.05 * 3 = 0.2925 \text{ m}^3$
- Béton de forme = $1 \text{ m}^3 * 1.4 * 1.2 * 0.15 * 3 = 0.756 \text{ m}^3$
- Volume total du béton = $1 \text{ m}^3 * (0.504 + 0.2925 + 0.756) = 1.5525 \text{ m}^3$
- Ciment = $250 \text{ kg} * 7.73895 + 350 \text{ kg} * 1.5525 = 2478.1125 \text{ kg}$; soit 50 sacs.
- Sable = $1 \text{ m}^3 * 7.73895 + (0.4 * 1.5525) = 8.359 \text{ m}^3$
- Gravier = $1 \text{ m}^3 * 0.8 * 1.5525 = 1.242 \text{ m}^3$
- Surface de couvercle = $1 \text{ m}^2 * 3.1 * 2.4 * 3 = 22.32 \text{ m}^2$
Nombre total d'aciers = $10 \text{ m/m}^2 * 22.32 \text{ m}^2 = 223.2 \text{ m}$ soit 19 ϕ_6 de 12 m.
- Surface du radier = $1 \text{ m}^2 * 1.6 * 1.4 * 3 = 6.72 \text{ m}^2$
Nombre total d'aciers = $10 \text{ m/m}^2 * 6.72 \text{ m}^2 = 67.2 \text{ m}$ soit 6 ϕ_6 de 12 m.

Estimation de l'aire à coffrer :

- Couvercle = $1 \text{ m}^2 * [(3.1 * 2.4) + (3.1 + 2.4) * 2 * 0.1] * 3 = 24.69 \text{ m}^2$
- Radier = $1 \text{ m}^2 * (3.2 * 2.5 * 2 * 0.1 * 3) = 4.8 \text{ m}^2$
- Aire totale = $24.69 \text{ m}^2 + 4.8 \text{ m}^2 = 29.49 \text{ m}^2$
- Quantité des clous = $0.15 \text{ kg/m}^2 * 29.49 \text{ m}^2 = 4.4235 \text{ kg} \approx 4.5 \text{ kg}$.
- Nombre des planches = $\frac{29.49 \text{ m}^2}{4 * 0.2} = 36.8625$ planches ≈ 37 planches.
- Fil à ligaturer : $\phi_6 =$
- Nombre total d'aciers = $6 \phi_6 + 19 \phi_6 = 25 \phi_6$.
- Section des aciers du $\phi_6 = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{3.14 * 0.006^2}{4} = 0.00002826 \text{ m}^2$
- Volume = section * L = $0.00002826 \text{ m}^2 * 25 * 12 = 0.008478 \text{ m}^3$
- Masse = masse volumique * volume
= $0.008478 \text{ m}^3 * 7850 \text{ kg/m}^3 = 66.5523 \text{ kg}$.
- Masse du fils à ligaturer = 5% de masse des FAB = $\frac{66.5523 \text{ kg} * 5}{100} = 3.327 \text{ kg}$

Réservoirs

Nous regroupons les réservoirs de 2 types (RT1 et RT2)

RT1 = 1 réservoir de 10 m³

RT2 = 4 réservoirs de 15 m³

- Décapage de la terre végétale : épaisseur = 0.2 m

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} * e = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 3.9^2}{4} * 0.2 = 2.387 \text{ m}^3$$

$$RT2 = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 4.4^2}{4} * 0.2 * 4 = 12.158 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 2.387 \text{ m}^3 + 12.158 \text{ m}^3 = 14.545 \text{ m}^3$$

- Terrassement en déblai : épaisseur = 0.4 m

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} * e = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 3.9^2}{4} * 0.4 = 4.775 \text{ m}^3$$

$$RT2 = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 4.4^2}{4} * 0.4 * 4 = 24.316 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 4.775 \text{ m}^3 + 24.316 \text{ m}^3 = 29.091 \text{ m}^3$$

- Matériaux pour la maçonnerie

Volume de la maçonnerie en moellon.

$$RT1 = \pi * H * D * e = 1 \text{ m}^3 * 3.14 * 1.89 * 3.82 * 0.4 * 1 = 9.068 \text{ m}^3$$

$$RT2 = \pi * H * D * e = 1 \text{ m}^3 * 3.14 * 2.09 * 4.27 * 0.4 * 4 = 44.835 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total de la maçonnerie} = 53.903 \text{ m}^3$$

- ❖ Volume occupé par le moellon pour RT1 = 1 m³ * 9.068 * 0.8 = 7.2544 m³

$$\text{Volume occupé par le mortier pour Rt1} = 1 \text{ m}^3 * 9.068 * 0.3 = 2.7204 \text{ m}^3$$

- ❖ Volume occupé par le moellon pour RT2 = 1 m³ * 44.835 * 0.8 = 35.868 m³

$$\text{Volume occupé par le mortier pour Rt1} = 1 \text{ m}^3 * 44.835 * 0.3 = 13.4505 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total occupé par le mortier} = 2.7204 \text{ m}^3 + 13.4505 \text{ m}^3 = 16.1705 \text{ m}^3$$

$$\text{Nombre de sacs de ciment} = 350 \text{ kg/m}^3 * 16.1705 \text{ m}^3 = 5659.675 \text{ kg ; soit 114 sacs.}$$

- ❖ Volume de l'enduit intérieur :

$$RT1 = \pi * H * D * e = 1 \text{ m}^3 * 3.14 * 3.82 * 0.02 * 1.82 = 0.453 \text{ m}^3$$

$$RT2 = \pi * H * D * e = 1 \text{ m}^3 * 3.14 * 4 * 4.27 * 2.09 * 0.02 = 2.241 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total de l'enduit intérieur} = 2.241 \text{ m}^3 + 0.453 \text{ m}^3 = 2.694 \text{ m}^3$$

$$\text{Ciment} = 2.694 \text{ m}^3 * 420 \text{ kg/m}^3 * 1.05 = 1188.054 \text{ kg ; soit 23 sacs.}$$

$$\text{Sable} = 2.694 \text{ m}^3$$

❖ Volume du béton de propreté

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} * e = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 3.82^2}{4} * 0.05 = 0.572 \text{ m}^3$$

$$RT2 = \frac{\pi * D^2}{4} * e = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 4.27^2}{4} * 0.05 * 4 = 2.862 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 1 \text{ m}^3 * (0.572 + 2.862) = 3.434 \text{ m}^3$$

$$\text{Ciment} = 350 \text{ kg/m}^3 * 3.434 \text{ m}^3 = 1201.85 \text{ kg soit 25 sacs}$$

$$\text{Gravier} = 0.8 \text{ m}^3 * 3.434 = 2.7472 \text{ m}^3$$

$$\text{Sable} = 0.4 \text{ m}^3 * 3.434 = 1.3736 \text{ m}^3$$

Volume du béton du radier de fondation :

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} * e * n = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 3.82^2}{4} * 0.2 * 1 = 2.291 \text{ m}^3$$

$$RT2 = \frac{\pi * D^2}{4} * e * n = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 4.27^2}{4} * 0.2 * 4 = 11.450 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 2.291 \text{ m}^3 + 11.450 \text{ m}^3 = 13.741 \text{ m}^3$$

$$\text{Ciment} = 350 \text{ kg/m}^3 * 13.741 \text{ m}^3 = 4809.35 \text{ kg soit 97 sacs}$$

$$\text{Gravier} = 0.8 \text{ m}^3 * 13.741 = 10.992 \text{ m}^3$$

$$\text{Sable} = 0.4 \text{ m}^3 * 13.741 = 5.496 \text{ m}^3$$

Volume du béton du radier du couvercle :

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} * e * n = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 3.92^2}{4} * 0.5 * 1 = 6.031 \text{ m}^3$$

$$RT2 = \frac{\pi * D^2}{4} * e * n = 1 \text{ m}^3 * \frac{3.14 * 4.4^2}{4} * 0.5 * 4 = 30.395 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total} = 6.031 \text{ m}^3 + 30.395 \text{ m}^3 = 36.426 \text{ m}^3$$

$$\text{Ciment} = 350 \text{ kg/m}^3 * 36.426 \text{ m}^3 = 12749.1 \text{ kg soit 255 sacs}$$

$$\text{Gravier} = 0.8 \text{ m}^3 * 36.426 = 29.140 \text{ m}^3$$

$$\text{Sable} = 0.4 \text{ m}^3 * 36.426 = 14.570 \text{ m}^3$$

❖ Surface de dalle du couvercle

$$RT1 = \frac{\pi * D^2}{4} = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 3.82^2}{4} = 11.455 \text{ m}^2$$

$$RT2 = \frac{\pi * D^2}{4} = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 4.27^2}{4} = 57.251 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale} = 11.455 \text{ m}^2 + 57.251 \text{ m}^2 = 68.706 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre d'aciers} = 10 \text{ ml/m}^2 * 68.706 \text{ m}^2 = 790.861 \text{ ml soit } 66 \phi_6 \text{ de } 12 \text{ m.}$$

❖ Surface du radier

$$\text{RT1} = \frac{\pi * D^2}{4} * n = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 3.93^2}{4} * 1 = 12.124 \text{ m}^2$$

$$\text{RT2} = \frac{\pi * D^2}{4} * n = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 4.4^2}{4} * 4 = 60.790 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale} = 12.124 \text{ m}^2 + 60.790 \text{ m}^2 = 72.914 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre d'aciers} = 10 \text{ ml/m}^2 * 72.914 \text{ m}^2 = 729.144 \text{ ml soit } 60.762 \approx 61 \phi_8 \text{ de } 12 \text{ m.}$$

$$\text{Section des FAB } \phi_6 = \frac{0.006^2 * 3.14}{4} = 0.000028 \text{ m}^2$$

$$\text{Section des FAB } \phi_8 = \frac{0.008^2 * 3.14}{4} = 0.000050 \text{ m}^2$$

$$L \phi_6 = 66 * 12 \text{ m} = 792 \text{ m et } L \phi_8 = 732 \text{ m}$$

$$\text{Volume de } \phi_6 = 0.000028 \text{ m}^2 * 792 \text{ m} = 0.02217 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de } \phi_8 = 0.000050 \text{ m}^2 * 732 \text{ m} = 0.036775 \text{ m}^3$$

$$\text{Masse des FAB } \phi_6 = 7850 \text{ kg/m}^3 * 0.02217 \text{ m}^3 = 174.0816 \text{ kg}$$

$$\text{Masse de } \phi_8 = 7850 \text{ kg/m}^3 * 0.036775 \text{ m}^3 = 288.68375 \text{ kg}$$

$$\text{Masse des fils à ligaturer de } \phi_6 = 174.0816 * 5\% = 8.704 \text{ kg}$$

$$\text{Masse des fils à ligaturer de } \phi_8 = 5\% * 288.68375 = 14.434 \text{ kg}$$

Estimation de coffrage

Pour couvercle :

$$\text{RT1} = \text{surface} = \frac{\pi * D^2}{4} * n = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 3.92^2}{4} * 1 = 12.062 \text{ m}^2$$

$$\text{RT2} = \text{surface} = \frac{\pi * D^2}{4} * n = 1 \text{ m}^2 * \frac{3.14 * 4.4^2}{4} * 4 = 60.790 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale} = 12.062 \text{ m}^2 + 60.790 \text{ m}^2 = 72.852 \text{ m}^2$$

Pour radier :

$$\text{RT1} = \text{surface} = 1 \text{ m}^2 * 3.14 * 3.83 * 0.2 * 1 = 2.405 \text{ m}^2$$

$$RT2 = \text{surface} = 1 \text{ m}^2 * 3.14 * 4.27 * 0.2 * 4 = 10.726 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale} = 2.405 \text{ m}^2 + 10.726 \text{ m}^2 = 13.131 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface à coffrer} = 13.131 \text{ m}^2 + 72.852 \text{ m}^2 = 85.983 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de planches} = \frac{85.983 \text{ m}^2}{4 * 0.2} = 107.4 \approx 108 \text{ planches.}$$

$$\text{Quantité des clous} = 1 \text{ kg} * 85.983 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ kg/m}^2 = 12.897 \text{ kg} \approx 13 \text{ kg.}$$

Bornes fontaines

Notre réseau comporte 11 bornes fontaines :

- Décapage de la terre végétale : $1 \text{ m}^3 * (2+1) * (2+1) * 0.2 * 11 = 19.8 \text{ m}^3$
- Fouille = $1 \text{ m}^3 * 2 * 2 * 0.3 * 11 = 13.2 \text{ m}^3$
- Béton de propreté = $1 \text{ m}^3 * 2 * 2 * 0.05 * 11 = 2.2 \text{ m}^3$
- Béton de la plate-forme = $1 \text{ m}^3 * 2 * 2 * 0.15 * 11 = 6.6 \text{ m}^3$
- Béton du palier pour robinet = $\frac{\pi * D^2}{4} * H * n = \frac{3.14 * 0.3^2}{4} * 0.95 * 11 = 0.738 \text{ m}^3$
- Ciment = $1 \text{ kg} * (2.2 * 200) + (6.6 * 350) + (0.738 * 250) * 1.05 = 3081.225 \text{ kg}$ soit 62 sacs.
- Sable = $1 \text{ m}^3 * (2.2 + 6.6 + 0.738) * 0.4 = 3.815 \text{ m}^3$
- Gravier = $1 \text{ m}^3 * (2.2 + 6.6 + 0.738) * 0.8 = 7.630 \text{ m}^3$

Armatures : ϕ_8 pour piliers

$$\text{Surface totale des piliers} = 1 \text{ m}^2 * 0.3 * 3.14 * 0.95 * 11 = 9.843 \text{ m}^2$$

$$\text{Armatures} = 10 \text{ ml/m}^2 * 9.843 \text{ m}^2 * 1.15 = 113.194 \text{ ml}$$
 soit 10 ϕ_8 de 12 m.

Armatures : ϕ_6 pour plate-forme

$$\text{Surface totale de la plate-forme} = 1 \text{ m}^2 * (1 * 1) + (1.5 * 1.1) * 11 = 19.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Armatures} = 10 \text{ ml/m}^2 * 19.15 \text{ m}^2 * 1.15 = 22.022 \text{ ml}$$
 soit 2 ϕ_6 de 12 m.

Surface totale = surface (pilier+plate-forme) = $1 \text{ m}^2 \cdot (9.843 + 19.15) = 28.993 \text{ m}^2$

Nombre de planches = $\frac{28.993 \text{ m}^2}{4 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m}} = 36.241$ planches soit 37 planches.

Quantité des clous = $1 \text{ kg} \cdot 28.993 \cdot 0.15 = 4.348 \text{ kg}$ soit 5 kg.

Section des FAB $\phi_8 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0.008^2}{4} = 0.00005024 \text{ m}^2$

Section des FAB $\phi_6 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0.006^2}{4} = 0.00002826 \text{ m}^2$

$L \phi_8 = 10 \cdot 12 \text{ m} = 120 \text{ m}$ et $L \phi_6 = 2 \cdot 12 \text{ m} = 24 \text{ m}$.

Volume de $\phi_8 = S \cdot L = 0.00005024 \text{ m}^2 \cdot 120 \text{ m} = 0.0060288 \text{ m}^3$

Volume de $\phi_6 = S \cdot L = 0.00002826 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ m} = 0.00067824 \text{ m}^3$

Masses des FAB $\phi_8 = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.0060288 \text{ m}^3 = 47.326 \text{ kg}$

Masses des FAB $\phi_6 = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.00067824 \text{ m}^3 = 5.324 \text{ kg}$

Masses des fils à ligaturer de $\phi_8 = \frac{47.356 \text{ kg} \cdot 5}{100} = 2.366 \text{ kg}$

Masses des fils à ligaturer de $\phi_6 = \frac{5.324 \text{ kg} \cdot 5}{100} = 0.266 \text{ kg}$

VII.5. Devis estimatif

Le devis estimatif donne le coût global de l'ouvrage en appliquant les prix unitaires aux différentes quantités des matériaux à utiliser. Certains prix ont été fournis par le service de la REGIDESO et les autres par les services de la DGER.

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U (FBu)	P.T (FBu)
I.	Installation du chantier	F.F	----	600000	600000
	Sous-total I.				
II.	Captage				
	Dessouchage	m ²	400	3000	1200000
	Terrassement	m ³	38.1	6000	229200
	Drain captant	ml	20	5000	100000
	Piquet en bois	pièce	32	1000	32000
	Fil de fer barbelé	ml	240	1000	240000
	Tuyau perforé	ml	10	29860	298600
	tuyau de départ	ml	12	2760	33120
	Té en PVC 110 PNI6	pièce	1	3000	3000
	Gravier	m ³	19.25	15000	288750
	Feuille plastique	m ²	21	1500	31500
	Argile	m ³	0.39	16000	6240
	Terre fine pour remplissage	m ³	15	25500	382500

	Gazon	m ³	30	4000	120000
	Sous-total II.				5124910
III.	Chambre de départ				
	Décapage	m ³	2	3000	6000
	Terrassement	m ³	16.5	6000	99000
	Ciment	sacs	73	25000	1825000
	Sable	m ³	1.2288	15000	18432
	Gravier	m ³	2.4576	15000	36864
	FAB ϕ_8	pièce	17	7500	127500
	Fil à ligaturer	kg	4.0227	3000	12068
	Moellon	m ³	8.4	16000	134400
	Planches	pièce	21	4000	84000
	Clous	kg	2.352	2500	5880
	Accessoires à la tuyauterie	F.F	-----	300000	300000
	Sous-total III.				2649144

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U (FBu)	P.T (FBu)
IV.	Travaux de canalisation				
	I. Fouille : V _T	m ³	3520.6	1000	3520600
	V _C	m ³	9.91	500	49550
	V _S	m ³	808.336	2000	1616672

	V _d	m ³	1022.796	6000	136776
	V _R	m ³	2497.8	2500	6244500
	Lit de sable	m ³	528.09	11000	5808990
	Remblayage de tranchée	m ³	5280.9	2000	10561800
	2. Tuyaux : Tuyaux en PVC ϕ_{63}	pièce	132	25000	3300000
	Tuyaux en PVC ϕ_{50}	pièce	228	14500	3306000
	Tuyaux en PVC ϕ_{40}	pièce	263	11500	30245000
	Tuyaux en PVC ϕ_{32}	pièce	315	8000	252000
	Tuyaux en PVC ϕ_{25}	pièce	604	7500	4530000
	Sous-total IV.				69571888
V.	Chambre de ventouse				
	Décapage	m ³	1.056	3000	3168
	Terrassement	m ³	1.68	6000	10080
	Briques	m ³	704	37	24640
	Ciment	sacs	14	25000	350000
	Sable	m ³	2.1215	15000	3182215
	Gravier	m ³	0.414	15000	6210
	FAB ϕ_6	pièce	4	7500	30000

	Fil à ligaturer	kg	1	3000	3000
	Planches	pièce	4	4000	16000
	Clous	kg	0.5	2500	1250
	Accessoires de tuyauterie	F.F	---	300000	300000
	Sous-total V.				7761705
VI.	Chambre de purge				
	Décapage	m ³	4.464	3000	13392
	Terrassement	m ³	8.82	6000	5290
	Ciment	sacs	50	25000	1250000
	Sable	m ³	8.359	15000	125385
	Gravier	m ³	1.242	15000	18630
	Briques	pièce	2841	37	105117
	FAB ϕ_6	pièce	25	7500	187500
	Clous	kg	4.5	2500	11250
	Planches	pièce	37	4000	148000
	Fil à ligaturer	kg	3.327	3000	9981
	Accessoires de tuyauterie	F.F	--	300000	300000
	Sous-total VI.				2174545

N°	Désignation	Unité	Quantité	P.U (FBu)	P.T (FBu)
VII.	Réservoirs				

	Décapage	m ³	14.545	3000	43635
	Terrassement	m ³	29.091	6000	174546
	Moellon	m ³	43.122	16000	689952
	Ciment	sacs	514	25000	12850000
	Sable	m ³	24.1336	15000	361950
	Gravier	m ³	42.879	15000	643185
	FAB ϕ_6	pièce	66	7500	495000
	FAB ϕ_8	pièce	61	10000	610000
	Fil à ligaturer pour ϕ_6	Kg	8.704	3000	26112
	Fil à ligaturer pour ϕ_8	kg	14.434	3500	50519
	Planches	pièce	108	4000	432000
	Clous	kg	13	2500	32500
	Accessoires de tuyauterie	F.F	--	300000	300000
	Sous-total VII.				16709399
VIII.	Bornes fontaines				
	Décapage	m ³	19.8	3000	59400
	Terrassement	m ³	13.2	6000	79200
	Ciment	sacs	62	25000	1550000
	Sable	m ³	3.815	15000	57225
	Gravier	m ³	7.630	15000	114450
	FAB ϕ_6	pièce	2	7500	15000
	FAB ϕ_8	pièce	10	10000	100000
	Fil à ligaturer pour ϕ_6	Kg	0.266	3000	798

Fil à ligaturer pour ϕ_8	kg	2.366	3500	8281
Planches	pièce	37	4000	148000
Clous	kg	5	2500	12500
Accessoires de tuyauterie	F.F	--	300000	300000
Sous-total VIII.				2444854
TOTAL 1 =I+II+III+IV+V+VI+VII+VIII				107036445
Main d'oeuvre (30%)				32110934
Imprévus (20%)				21407289
TOTAL 2				160554668
TVA (18%)				28899841
TOTAL GENERAL				189 454 509

Tableau 16.VII : Devis estimatif

Nous disons **cent quatre vingt neuf millions quatre cent cinquante quatre mille cinq cent neuf francs Burundais.**

VII.5.1. Planification des tâches

a) Généralités

La planification consiste à donner un maximum possible d'information sur les données de réalisation. Il faut que chaque activité soit déterminée et détaillée suivant sa place d'exécution.

La planification consiste à :

- Déterminer les étapes du déroulement des travaux, donc établir le calendrier des tâches.

- Connaître les relations existantes entre les différentes activités pour éviter les flux du personnel, des matériaux, et du matériel à un certain moment de la réalisation du projet.
- Savoir à quel moment on a besoin des matériaux donnés pour éviter un stockage hâtif et ses risques de détérioration qu'en découlent.
- Identifier les besoins et prendre conscience des unités et moyens dont on dispose.

Une planification bien faite est bénéfique.

Plusieurs types de planification existent mais, nous en choisissons la méthode de planification classique à barres horizontales appelées graphique de GANT.

Cette méthode est choisie par simplicité tant au niveau de la présentation qu'au niveau de sa lecture.

Graphique à deux entrées, il porte en son ordonnée les différentes phases en ordre technique d'exécution et en abscisse les dates prévues pour leur déroulement.

Le tableau suivant fait apparaître la répartition, leur délai d'exécution ainsi que la main d'œuvre.

Désignation		Unité	Quantité	TE M	Temps (h)	Semaine par ouvrier	Ouvriers	Semaine planifiée
I. Installation du chantier		FF	-----	-----	-----	-----	-----	1
II. Décapage de la terre végétale		m ³	79.965	1.5	119.9475	3	1	4
III. Fouille de canalisation et des ouvrages du G.C		m ³	3589.89	3	10769.673	270	27	10
IV. Mise en place du lit de sable		m ³	528.09	2.5	1320.225	34	7	5
V. Pose des conduites		Ml	20	0.5	10	1	1	5
VI. Remblayage et étalage		m ³	5280.9	4	21123.6	529	133	4
VII. Maçonnerie	Moellons	m ³	52.9224	20	1058.448	12	3	5
	Briques	m ³	3.36775	9	30.30975	1	1	3
VIII. Coffrage		m ²	162.74	2	325.48	9	3	3
IX. Ferrailage		Kg	673.06998	0.2	134.613	4	2	3
X. Bétonnage		m ³	61.437	20	1228.74	31	16	2
XI. Nettoyage et mise en route		-----	----	-----	-----	-----	-----	1

Tableau 17.VII : Répartition (Délai, exécution et main d'œuvre)

Période		1 ^{er} mois				2 ^e mois				3 ^e mois				4 ^e mois			
Activités		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Installation du chantier		■															
Décapage de la terre végétale		■															
Fouille de canalisation et ouvrages du G.C		■															
Lit de sable pour enrobage		■															
Pose des conduites		■															
Remblayage et étalage		■															
Maçonnerie	Moellon	■															
	Briques	■															
Coffrage		■															
Ferrailage		■															
Bétonnage		■															
Nettoyage		■															

Tableau 18.VII : Graphique de GANT

CHAPITRE VIII : CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION

VIII.1. Conclusion générale

Comme nous l'avons signalé dès l'introduction, l'eau est un élément très important dans notre vie quotidienne.

C'est pourquoi cette eau doit être approvisionnée aux habitants d'un site donné pour la consommer afin d'améliorer leur condition de vie dans différents secteurs de la vie.

Notre projet prend sa source en zone de GASURA avec un débit de 3.2 l/s et il pourra améliorer les conditions de vie des habitants de la localité qui vont être desservie.

Nous tenons à clôturer cette étude tout en espérant qu'une fois ce projet réalisé, les habitants de GASURA pourront bénéficier d'une quantité suffisante de l'eau potable sans aussi parcourir de longues distances comme avant.

Néanmoins, nous admettons que ce travail peut avoir certaines insuffisances ou imperfections. Une contribution dans le sens d'améliorer la vie des populations de GASURA serait la bienvenue.

VIII.2. Recommandations

Au terme de ce travail de fin d'études, quelques recommandations sont d'une importante capitale.

1. Il faudra engager et former un personnel local qui pourra suivre et veiller à l'entretien du réseau pour intervenir à temps ;
2. Il faudra sensibiliser les bénéficiaires à la prise de conscience sur la bonne gestion de l'infrastructure obtenue ;
3. L'entretien des réseaux d'AEP doit être donc la priorité des usages : ainsi, ces derniers doivent contribuer un bon déroulement de cette activité.

Une certaine somme d'argent, petite soit-elle, qui sera fixée par l'administration locale, sera versée à la RCE pour fin.

BIBLIOGRAPHIE

I. Ouvrages utilisés

1. Robert J.Saunders :l'alimentation en eau de la communauté rurale, et Jeremy J.Warford económico 1976
2. WAGNER E.G, Approvisionnement en eau des zones rurales et des petites agglomérations, Genève, 1961
3. C. GUERRE et H. GOMELLA, La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Editions Eyrolles, Paris 1979
4. SKAT, Manuels Techniques pour l'approvisionnement en eau des zones rurales, Publications, n°8F, St Gall, 1981

II. Projet de fin d'études et publications

1. NKURUNZIZA Médard et NGENDAKURIYO Chanelle, projet d'alimentation en eau potable : cas du réseau MASANGO (en commune BUKEYE et MURAMVYA de la province MURAMVYA, projet de fin d'études, UB, 2009.
2. HABONIMANA Timothée et NININHAZWE Dieudonné, Etude et dimensionnement du système d'alimentation en eau potable pour le réseau MUSAMO en commune NYABIHANGA : Province MWARO, projet de fin d'études, UB, 2009.
3. HAKIZIMANA Fidèle et NIHEZAGIRE Zéphyrin, Etude d'alimentation en eau potable de la commune BUTIHINDA en Province MUYINGA : cas du réseau : KAMARAMAGAMBO-MUREHE-TANGARA-UWINGOMA-RABIRO-KOBERO-, Projet de fin d'études, UB, 2010.
4. MUNYANEZA Alexis et Arthémon NZEYIMANA, Projet d'alimentation en eau potable en commune BUKEYE : cas du réseau KIBOGOYE –BUKEYE, Projet de fin d'études, UB, 2010.

ANNEXES

ANNEXES

TABLEAU DES DIAMETRES INTERIEURS

			PVC		ACIER FONTE	
FONTE	ACIER	PVC	PN6			
DN20	3/4"	DE25			21	21,7
DN25	1"	DE32			26,8	28,2
DN32	1"1/4	DE40			36	33,6
DN40	1"1/2	DE50			44,8	42
DN50			58,4			42,3
DN60	2"	DE63		56,6	53	54,1
	2"1/2	DE75	69,8	67,4	63,2	69,1
DN80	3"	DE90	83,6	80,9	75,8	81,8
DN100	4"	DE110	102,8	98,8	92,4	106,2
DN150	6"	DE160	149,2	144	137	156,1
DN200		DE200	187	180	170	200

ANNEXE 2

Sections des barres (en cm ² /m) en fonction de l'écartement, pour 1 m de largeur de dalle												
Ecartement S (cm)	Diamètre (mm)											Nombre de barres par m
	6	8	10	12	2.816	16	18	20	22	25	28	
6.0	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.52	42.41	52.36	63.36	81.83	102.6	16.7
6.5	4.35	7.73	12.08	17.40	23.68	30.95	39.15	48.33	58.48	75.54	94.77	15.4
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.73	36.36	44.87	54.30	70.14	88.00	14.3
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.52	26.81	33.93	41.88	50.81	65.47	81.13	13.4
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.14	31.81	39.26	47.51	61.38	77.00	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.66	29.94	36.95	44.72	57.76	72.47	11.8
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.28	34.90	42.23	54.56	68.44	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.17	26.79	33.06	40.01	51.68	64.84	10.5
10.0	2.83	5.00	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.41	38.01	49.10	61.60	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.91	36.20	46.76	58.67	9.5
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.14	28.55	34.55	44.64	56.00	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.84	13.39	17.49	22.13	27.31	33.05	42.70	53.57	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.17	31.67	40.92	51.33	8.3
12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.09	20.36	25.13	30.41	39.28	49.28	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.58	24.16	29.24	37.77	47.38	7.7
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.90	18.85	23.27	28.16	36.37	45.63	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	35.07	44.00	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.66	26.21	33.86	42.48	6.9
15.0	1.89	3.35	5.24	7.54	10.26	13.41	16.97	20.94	25.34	32.73	41.07	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	31.68	39.74	6.5
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.64	23.76	30.69	38.50	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	29.76	37.33	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.05	11.83	14.97	18.48	22.36	28.88	36.24	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.79	11.49	14.54	17.95	21.72	28.06	35.20	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.46	21.12	27.28	34.22	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.94	20.55	26.54	33.30	5.4
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.54	20.01	25.84	32.42	5.3
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	25.18	31.59	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.69	10.05	12.72	15.71	19.01	24.55	30.80	5.0

ANNEXE 3

Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres										
Diamètre Φ_s (mm)	Nombres de barres									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,3	0,6	0,9	1,1	1,4	1,7	2,0	2,3	2,5	2,8
8	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
10	0,8	1,6	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9
12	1,1	2,3	3,4	4,5	5,7	6,8	7,9	9,1	10,2	11,3
14	1,5	3,1	4,6	6,2	7,7	9,2	10,8	12,3	13,9	15,4
16	2,0	4,0	6,0	8,0	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1
18	2,5	5,1	7,6	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	22,9	25,5
20	3,1	6,3	9,4	12,6	15,7	18,8	22,0	25,1	28,3	31,4
22	3,8	7,6	11,4	15,2	19,0	22,8	26,6	30,4	34,2	38,0
25	4,9	9,8	14,7	19,6	24,6	29,5	34,4	39,3	44,2	49,1
28	6,2	12,3	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	55,4	61,6