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

Contribution à l'étude sur le renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable au centre Urbain de Kayanza, Horizon 2012-2037

Manirumva, Jétémie; Nduwayo, Christophe; Sous la direction de : Ir & MSc William Niyonzima

2012-12
UB, ITS
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2274

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

UNIVERSITE DU BURUNDI

INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

CONTRIBUTION A L'ETUDE SUR LE RENFORCEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE AU CENTRE URBAIN DE KAYANZA, HORIZON 2012-2037

Par :

MANIRUMVA Jérémie
et
NDUWAYO Christophe

SOUS LA DIRECTION DE :

Ir & MSc William NIYONZIMA

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

BUJUMBURA, DECEMBRE, 2012

REMERCIEMENTS.

Le fruit de notre travail découle de la combinaison de plusieurs intervenants en plus de nos efforts fournis.

Nous voudrions remercier en premier lieu le Dieu Tout Puissant qui nous a gardés en bonne santé durant toute notre période de travail jusqu'à l'heure actuelle.

Nos vifs et sincères remerciements sont adressés en deuxième lieu à

l'Ir & M.sc William NIYONZIMA Directeur de notre projet de fin d'études. Malgré leurs lourdes tâches, il n'a ménagé aucun effort pour nous fournir des conseils enrichissants et des remarques pertinentes jusqu'à l'achèvement de ce travail.

Nous reconnaissons également tous les professeurs de l'Université du BURUNDI en général et en particulier ceux de l'INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR (I.T.S) qui ont contribué à l'acquisition des connaissances théoriques et pratiques de Génie Civil.

Nos vifs remerciements vont également au personnel de la REGIDESO, à Bujumbura et à Kayanza ; et vont également au personnel de la D.G.H.E.R Pour les informations, la documentation combien enrichissantes qu'ils nous ont fournis.

Nos remerciements sont adressés également à tous les enseignants depuis l'école primaire jusqu'à l'enseignement secondaire. Ils n'ont ménagés aucun effort pour nous fournir des données importantes.

Notre profonde gratitude vaut également à nos parents qui nous ont appris le chemin de l'école. Leurs forces et leur courage nous a poussé d'être ce que nous somme aujourd'hui.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Qualités d'une eau potable d'après les normes de l'O.M.S

Tableau I.2 : Répartition des eaux sur la terre

Tableau II.1 :Découpage administratif de la province Kayanza

Tableau II.2 : Synthèse des taux de couverture en eau potable au milieu rural résultats au niveau provincial et national

Tableau III.1 : Valeurs de consommation en milieu urbain

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des bénéficiaires en milieu rural

Tableau III.3 : Normes des débits des appareils internes

Tableau III.4 : Tableau des effectifs, dotation et besoins

Tableau III.5 : Estimation des bénéficiaires futurs et des établissements publics et privés actuels

Tableau III.6 : Production de pointe et pertes

Tableau III.7 : Production de pointe projetée

Tableau VI.1 : Caractéristiques des réservoirs proposés

Tableau VII.1 : Matériaux pour trois chambres collectrices

Tableau VII.2 : Hauteur de la couche d'enrobage

Tableau VII.3 : Calcul des différents volumes

Tableau VII.4 : Les longueurs des conduites

Tableau VII.5 : Matériaux pour les chambres de vannes, ventouses et purges

Tableau VII.6 : Quantités des matériaux pour les réservoirs

Tableau VII.7 : Matériaux pour les bornes fontaines

Tableau VII.8 : Répartition des tâches

Tableau VII.9 : Planning des travaux

Tableau VII.10 : Devis estimatif

LES SIGLES ET ABREVIATIONS.

C.D.S	: Centre de Santé
D.G .H.E.R	: Direction Générale de l'Hydraulique et des Énergies Rurales
E.TE.SE.K	: École Technique Secondaire de Kayanza
G.P.S	: Global Positioning System
I.GE.BU	: Institut Géographique du Burundi
Ir & M.sc	: Ingénieur et Maitre des sciences
ISTEEBU Burundi	: Institut des Statistiques et d'Etudes Economiques du
MININTER	: Ministère de l'intérieur
O.M.S	: Organisation Mondiale de la Santé
P.C.D.C	: Plan Communal de Développement Communautaire
P.V.C	: Polychlorure de Vinyle
REGIDESO	: Régie de Production et de Distribution d'Eau et d'Électricité
MES	: Matière en Suspension
R.G.P.H	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....i

REMERCIEMENTS. ii

LISTE DES CARTES iii

LISTE DES TABLEAUX.....iv

LES SIGLES ET ABREVIATIONS v

I ère PARTIE : GENERALITES ET NORMES.....1

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE.....1

I.O : Description du sujet.....1

I.1.Caractéristiques physiques de l'eau.....2

I.1.1. La température.....2

I.1.2. La saveur et l'odeur de l'eau.....2

I.1.3. La couleur de l'eau.....2

I.1.4. La l'impudicité.....2

I.2. Caractéristiques chimiques et physico-chimiques.....2

I.2.1. La minéralisation.....2

I.2.2. La conductivité.....2

I.2.3. Le potentiel d'hydrogène (pH).....3

I.2.4. La dureté.....3

I.2.5.Les impuretés de l'eau.....3

I.3. L'eau et la maladie.....3

I.4. Qualités générales de l'eau issues de diverses sources d'approvisionnement 4

I.4.1.Les eaux souterraines.....4

I.4.2. Les eaux de surface.....4

I.4.3. Les eaux de pluie.....5

I.4.4. Les eaux de mer.....5

I.5. Classification des eaux.....6

I.6. Répartition des eaux sur le globe (la terre).....7

CHAPITRE II : APERCU SUR LA ZONE D'ETUDE.....8

II.1. Description du centre urbain de Kayanza.....8

II.1.1. Situation géographique.....9

II.1.2.Température et Climatologie.....11

II.1.3. Hydrographie.....12

II.2. Différentes fonctions du centre urbain.....12

II.2.1. Les fonctions administratives.....12

II.2.2. Les fonctions sociales.....13

II.2.3. Les fonctions commerciales.....13

II.3. Situation socio-économique.....13

II.3.1. Situation sociale.....13

II.3.1.1. Éducation.....13

II.3.1.2.Santé.....14

II.3.1.3.Habitat.....14

II.3.1.4.Couverture en eau potable.....14

II.3.2. Situation économique.....19

II.3.2.1. Le commerce.....19

II.3.2.2. L'artisanat.....19

II.3.2.3. L'agriculture.....19

II.3.2.4. Le transport. 19

II.4. Problématique d'approvisionnement en eau potable.....20

II ème PARTIE : EVALUATION DES BESOINS SPÉCIFIQUES ACTUELS ET FUTURS EN EAU POTABLE DE LA POPULATION ET DES ETABLISSEMENT PUBLICS ET PRIVÉS.....21

CHAPITRE III : EVALUATIONS DES BESOINS EFFECTIFS EN EAU.....21

III.1.Généralités.....21

III.2. Estimation de la population actuelle.....21

III.3. Besoins moyens journaliers de la population et des établissements publics et privés actuels.....23

III.4. Horizon de la planification.....26

III.5. Estimation de la population résidente.....26

III.6. Estimation des bénéficiaires futurs de la population et des établissements publics et privés.....26

III.7. Les besoins maximum journaliers.....28

III.7.1. Production de pointe.....28

III.7.2. Marge et perte.....28

III.7.3. Production de pointe avec les pertes.....29

III.8. Evaluation des besoins en milieu rural.....32

III.8.1. Les villageois.....32

III.8.2. Les branchements privés.....32

III.8.3. Les équipements publics.....32

III.8.4. Le tableau récapitulatif.....33

CHAPITRE IV : DESCRIPTION DE L'ADDUCTION EXISTANTE.....34

IV.1. Introduction.....34

IV.2. Description proprement dite.....34

IV.2.1.La station de pompage existante.....35

IV.2.2.Les ouvrages d'art.....35

IV.3. Schéma des réseaux existants.....36

IV.4. Exploitation et Problème des réseaux existants.....36

IV.4.1. Exploitation des réseaux existants.....36

IV.4.2. Problème des réseaux existants.....36

III ème PARTIE : AMELIORATION DES CAPACITES EXISTANTES ET CALCULS DES OUVRAGES DE STOCKAGE ET DES OUVRAGES HYDRAULIQUES 38

CHAPITRE V : RENFORCEMENT DES RESEAUX EXISTANTS. 38

V.1. Captage.....38

V.1.1. Description des sources à capter.....38

V.1.1.1. Nature des sources.....38

V.1.1.2. Classification des sources.....38

V.1.2. Choix de la méthode de captage.....40

V.1.3. Type de captage.....40

V.2. Étude du tracé du réseau.....41

V.2.1. Introduction.....41

V.2.2. Plan d'ensemble du réseau.....42

V.2.3. Le profil en long du réseau.....42

CHAPITRE VI : CALCULS DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS ET DU DI MENSIONNEMENT LA CONDUITE D'ADDUCTION.....43

VI.1. Généralités sur le stockage de l'eau.....43

VI.2. Calculs de la capacité des réservoirs de distribution.....43

VI.2.1. Calcul proprement dit.....44

VI.2.2. Schéma du fonctionnement du nouveau réseau.....44

VI.2.3. Dimensionnement des réservoirs en béton armé.....49

VI.2.3.1. Réservoir de 10 m^3.....50

VI.2.3.2. Réservoir de 15 m^3.....53

VI.2.3.3. Réservoir de 20 m^3.....56

VI.2.3.4. Réservoir de 25 m^3.....58

VI.2.3.5. Réservoir de 100 m^3.....61

VI.2.3.6. Réservoir de 400m^3.....69

VI.2.4. Les équipements du réservoir.....77

VI.2.5. Borne fontaine.....77

VI.3. Calcul de la conduite d'adduction.....77

VI.3.1. Types de tuyaux.....77

VI.3.1.1. Les tuyaux en matière plastique.....78

VI.3.1.2. Les tuyaux en acier.....78

VI.3.1.3. Les tuyaux en fonte.....78

VI.3.1.4. Les tuyaux en béton armé.....78

VI.3.2. Les accessoires à la tuyauterie.....78

VI.3.2.1. Les vannes.....79

VI.3.2.2. Les ventouses.....79

VI.3.2.3. Les vidanges, décharges ou purges.....79

VI.3.2.4. Les prises en charges.....79

VI.3.2.5. Les compteurs.....79

VI.3.3. Calcul proprement dit de la conduite d'adduction.....79

VI.4 : Calculs hydrauliques.....83

CHAP VII : EVALUATION DU COUT DU PROJET.....97

VII.1. Généralités.....97

VII.2. Devis quantitatif.....97

VII.2.1. Le captage.....97

VII.2.2. Le terrassement.....98

VII.2.3. Chambre collectrice 98

VII.2.4. Conduite d'alimentation.....99

VII.2.5. Chambres de vannes, de ventouses et de purges.....101

VII.2.6. Les ouvrages de stockage.....103

VII.3. La main d'œuvre.....120

VII.4. Planning des travaux.....121

VII.5. Devis estimatif du projet.....123

CHAPITRE VIII : SURVEILLANCE ET PROTECTION DU RESEAU.....126

VIII.1. Introduction.....126

VIII.2. Maintenance et entretien.....126

VIII.3. Conclusion.....126

CHAPITREIX : CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....127

IX.1. CONCLUSION GENERALE.....127

IX.2. RECOMMANDATIONS.....127

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....129

ANNEXES.....130

I ère PARTIE : GENERALITES ET NORMES

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.O : Description du sujet

Nul n'ignore que l'eau c'est la vie. Elle est indispensable à tous les être vivants pour leurs subsistances.
En général, cet élément fort utile à la vie peut être trouvé en trois sources à savoir la source d'émergence, la source d'affleurement et la source de déversement.

La situation géomorphologique de la province Kayanza en général et du centre urbain de Kayanza en particulier fait que ces derniers accusent un manque d'eau potable. Notre travail a porté sur le centre urbain de Kayanza pour apporter une contribution à la résolution ou à l'allègement de ce problème.

Le centre urbain de Kayanza est une ville en croissance ; ce qui fait que les ressources en eau potable doivent croitre en conséquence. La province de Kayanza a un taux de couverture en eau potable de 54% en 2009 et occupe le 7ème rang. La commune Kayanza où est situé le centre urbain a un taux de couverture en eau potable de 36% et occupe le 9ème rang de neufs communes de la province[1]

L'objectif de notre travail est l'étude de l'amélioration de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Kayanza. Il vise également à contribuer à une amélioration de la situation sanitaire ; également à la lutte contre le raccordement des réseaux existants.

Notre travail se limite également à :
-La détermination des besoins spécifiques actuels et futurs en eau potable de la population et des établissements publics et privés ;
-L'analyse de la situation existante pour la couverture des besoins ;
-La proposition pour la couverture des besoins ;
-L'étude d'un nouveau réseau de renforcement et l'alimentation d'un quartier nouvellement viabilisé ;
-L'estimation du coût en cas de la réalisation du projet ;
-La protection et la surveillance du réseau.

---

1 *Enquête Nationale sur la couverture en eau potable réalisée en 2009 par le Ministère de l'Énergie et des Mines(MEM) en collaboration avec la Coopération Technique Allemande dans le Programme Sectoriel Eau (PRO-SEC-EAU)*

I.1.Caractéristiques physiques de l'eau.

I.1.1. La température

La température optimale d'une eau d'alimentation se situe entre 9° et 12°Celsius. Tant d'influences peuvent jouer sur la température des eaux telles que l'altitude, l'exposition générale du territoire d'alimentation et l'utilisation du sol (Cultures de surfaces ou foret).ces dernières ayant pour effet de refroidir le sol.

I.1.2. La saveur et l'odeur de l'eau

Elles constituent des qualités organoleptiques de l'eau. Étant donné que le fer et le manganèse, le chlore actif, les composés phénoliques (Le phénol et le chlorophénols) sont les principaux corps pouvant donner à l'eau une saveur désagréable ; ils doivent avoir des concentrations en substances toxiques ne dépassant pas :

0.3mg/l dont 0,2mg/l de fer pour le fer et le manganèse ;
250mg/l de chlore pour les chlorures ;
0mg/l pour les composés phénoliques.

I.1.3. La couleur de l'eau

L'eau quand elle pure est une matière inodore, incolore et transparente. Elle peut être colorée par divers éléments qu'elle contient à l'état dissous ou colloïdal. Il faut donc éviter ces éléments.

I.1.4. La l'impudicité.

Elle utilisé pour mesurer la turbidité de l'eau. La saveur souhaitée doit être inférieur à 15 gouttes de mastic.

I.2. Caractéristiques chimiques et physico-chimiques.

I.2.1. La minéralisation.

Elle est sa concentration en sels solubles. Les eaux d'alimentation doivent être contenir sans excès, un certain nombre d'éléments minéraux sans que toute fois leur minéralisation totale ou leur salinité, ou extrait sec ne dépasse pas 2g/l.

I.2.2. La conductivité.

Elle doit être dans l'ordre de 700 µS/cm.

I.2.3. Le potentiel d'hydrogène (pH).

Le cologarithme de la concentration en ions H^+ de la solution est le pH.

Donc $\mathbf{pH = -\log [H^+]}$.

Il détermine si l'eau est acide, neutre ou alcaline. Suivant la formule chimique de 'eau H_2O on a :

$\frac{[H^+]*[OH^-]}{[H_2O]} = 10^{-14}$ Avec $[H_2O]=1$, nous avons :

–L'acidité (plus d'ions):$[H^+] > 10^{-7} > [OH^{+-}]$;

–La neutralité (égalité des ions $[H^+]$ et $[OH^-]$: $[H^+] = [OH^-] = 10^{-7}$;

–L'alcalinité (plus d'ionsOH^-): $[H^+] < 10^{-7} < [OH^-]$

L'eau doit avoir une valeur de pH comprise entre 7 et 8.5 pour être buvable.

I.2.4. La dureté.

Elle est associée à la présence d'ions métalliques bivalents en solution (Ca^{2+}, Mg^{2+}, Fe^{2+}, Mn^{2+}, Sr^{2+}, etc.). La dureté entraine l'entartrage et une consommation excessive du savon. Aucune concentration maximale acceptable n'a pas été fixée, simplement parce que la perception des effets de la dureté peut varier considérablement d'une collectivité à l'autre. L'eau est dure lorsqu'elle contient une grande quantité de calcium et de magnésium et douce dans le cas contraire.

On peut cependant dire que :

_ Une dureté varie entre 80 et 100mg/l ($CaCO_3$) permettent d'obtenir un équilibre acceptable entre l'entartrage et la corrosion.

_ les eaux de la dureté est supérieur à 200mg/l sont des moindres qualités, même si le consommateur les acceptes.

_ les eaux de la dureté est supérieur à 500mg/l sont inacceptables pour la plupart des utilisateurs domestiques.

I.2.5. Les impuretés de l'eau.

L'eau pure n'existe pas à l'état naturel. L'eau des pluies en tombant entraîne des poussières, dissous du gaz carbonique et de l'oxygène, et même absorbe de la fumée au voisinage des villes. L'eau absorbe d'avantage de gaz carbonique lorsqu'elle est exposée à des pollutions de toutes sortes y compris les déchets humains. L'eau souterraine n'est pas l'exemple d'impuretés malgré le pouvoir filtrant du sol qui retient en partie la pollution, elle dissout aussi des composés chimiques des sels qu'elle a traversé.

I.3. L'eau et les maladies.

Les plus importants des impuretés sont les bactéries qui peuvent être pathogènes et causent des maladies diarrhéiques ou entériques telles que le choléra, la fièvre typhoïde, la dysenterie bacillaire et amibienne, l'hépatite infectieuse, le virus de poliomyélite peuvent aussi être transportés par l'eau.

I.4. Qualités générales de l'eau issues de diverses sources d'approvisionnement[2].

I.4.1.Les eaux souterraines.

L'eau contenue dans une nappe souterraine provient de l'infiltration des eaux de surfaces. L'eau de rivière, des lacs ou des pluies s'infiltre vers le bas dans le sol tant que celui-ci la laisse passer. Mais lorsqu'il y a une couche imperméable comme l'argile ou de la roche continue, l'eau s'accumule et forme une nappe qui s'étale sur les côtés.

–Certaines nappes sont infiltrées très loin et ont longtemps circulé dans le sol avant de s'accumuler.
–Elle peut se retrouver coincée entre une couche imperméable en bas, le plancher de la nappe et
–Une autre au dessus d'elle à l'endroit où elle a fini par s'accumuler, qui constitue le profond de la nappe captive.
–La nappe phréatique est la plus proche de la surface. Elle est alimentée Assez directement par les eaux de surface sous niveau varié donc en relation étroite avec les pluies ou l'éloignement par rapport au fleuve ou lac.

Les principales caractéristiques des eaux souterraines sont :

1.Turbidité faible : Elles bénéficient d'une filtration naturelle dans le sol.
2.Contamination bactérienne faible.
3. Température constante. Elles sont à l'abri du rayonnement solaire et de l'atmosphère.
4.Indice de couleur faible. Elles ne sont pas en contact avec les substances végétales source de couleur.
5.Débit constant. Durant l'année, la qualité et la quantité de ces eaux demeurent constantes contrairement aux eaux de rivières.
6.Dureté souvent élevée. Elles peuvent être en contact avec des formations rocheuses contenant des métaux bivalents comme Mg^{2+}, Ca^{2+} etc. responsables de la dureté.
7.Concentration élevée de Fer et de manganèse. Ces métaux souvent présents dans le sol, sont facilement dissous lorsque l'eau ne contient pas de l'oxygène dissous.

I.4.2. Les eaux de surface.

On peut repartir les eaux de surfaces en trois (3) catégories à savoir ; les eaux de rivières (Partie Amont), les eaux de rivières (Partie Aval) et les eaux du lac. La dureté de toutes les eaux de surface est modérée.

---

2 *Livre traitement des eaux par Raymond Des jardins.*

Eaux de rivière (Partie Amont) : L'Amont d'une rivière est en général situé dans une région montagneuse, où la densité de la population est faible et les industries pratiquement inexistantes.

Les principales caractéristiques de ces eaux sont :

a. Turbidité élevée : Le régime de rivières étant torrentiel, les eaux transportent de grandes quantités de matière en suspension.
b. Contamination bactérienne faible. La pollution causée par l'homme ou l'industrialisation y est pratiquement inexistante.
c. Température froide. Ces eaux proviennent soit des sources, soit de la fonte des neiges et des glaciers.
d. Indice de couleur faible. Elles n'ont pas eu le temps de dissoudre la matière végétale.

Eaux de rivière (Partie Aval) : L'Aval d'une rivière est en général situé dans une région où la population est dense, l'agriculture développée et les industries plus ou moins nombreuses.
Les principales caractéristiques sont :

a. Contamination bactérienne élevée (Égouts domestiques et agricoles)
b. Contamination organique et inorganique élevée.
c. Indice de couleur pouvant être élevée.

Signalons que le débit et la qualité des eaux de rivières peuvent varier un peu de temps.

Eaux du lac : On peut considérer un lac comme un bassin naturel de décantation dont la période de retentions est longue.

- La turbidité y est donc faible
- La contamination bactérienne peu importante.

I.4.3. Les eaux de pluie.

Les eaux de pluies sont des eaux de bonne qualité pour l'alimentation humaine. Elles sont saturées d'oxygène et d'azote et ne contiennent aucun sel dissous, comme les sels de magnésium et de calcium ; elles sont donc très douces. La distribution des pluies ainsi que les difficultés de captage font que peu de municipalités utilisent cette source d'eau.

I.4.4. Les eaux de mer.

C'est une source qu'on utilise que lorsqu'il n'y a pas moyen de s'approvisionner en eau douce. Elles sont caractérisées par leur concentration en sels dissous qu'on appelle salinité. La salinité varie entre 33000 à 37000mg/l.

I.5. Classification des eaux.

1. L'eau potable : Elle n'est pratiquement polluée, elle peut être utilisée pour l'eau potable après un simple traitement. C'est l'eau qui ne produit aucun effet nuisible sur la santé.
2. L'eau acceptable : Elle est polluée jusqu'à un certain degré. Elle peut être utilisée comme eau potable après un traitement complexe. Elle est utilisée pour les baignades et les loisirs.
3. L'eau douteuse : Elle ne doit en aucun cas être comme eau potable et pour les soins corporels. Elle peut être utilisée pour l'irrigation.

4 .L'eau mauvaise : On ne peut pas la traiter pour l'utiliser comme eau potable. Elle est utilisée pour les industries hydro-électriques et la navigation.

CARACTÉRISTIQUES	UNITES	VALEURS LIMITES
Turbidité	NTU	5
pH	-	6.5 - 9.2
Conductivité	µS/cm	700
M.E.S	mg/l	500
Fer (Fe^{2+})	mg/l	0.3
Dureté	mg/l	20-30
Sodium (Na^{2+})	mg/l	20
Ammoniaque (NH_4)	mg/l	10
Calcium (Ca^{2+})	mg/l	75
Température	°C	25
Sulfate (SO_4^{2-})	mg/l	200
CO_2	mg/l	-
Nitrite (NO^{-})	mg/l	25
Potassium (K^{+})	mg/l	10
Phosphates (PO_4^{-})	mg/l	7
Magnésium (Mg^{2+})	mg/l	50
Oxygène (O_2)	% de saturation	20
Demande chimique en O_2(DCO)	mg/l de $KMnO_4$	5
Chlorures (Cl^{-})	mg/l	200

(Tableau I.1: Qualités d'une eau potable d'après les normes de l'O.M.S)

I.6. Répartition des eaux sur le globe (la terre)[3].

Les océans couvrent 71 % de la surface de la terre et contiennent 97,2 % du volume d'eau de notre planète. Le volume d'eau présent sur notre planète est composé de : 97,2% d'eau salée et 2,8 % d'eau douce. Le volume d'eau total est d'environ 1.34 milliards km^3 dont 1,3 milliards km^3 est occupé par les océans.

Les 2,8 % d'eau douce se répartissent entre : Les glacières ; les calottes polaires (2,2 %) ; Les nappes souterraines (0,6 %) et les cours d'eau.

Seulement la moitié de l'eau contenue dans les nappes est utilisable par l'homme. Soit 0.3 % de la quantité d'eau présente sur Terre ou encore 4 000 000 km^3. Les glaciers contiennent 80 % des réserves d'eau du globe, ce qui correspond à la quantité d'eau déversée par tous les cours d'eau de la planète durant 700 ans.

L'eau est abondante sur la terre puisque les océans représentent les 4/5 de la surface du globe. Mais 97% des eaux salées et sur les 3% d'eau douce, 2,1% sont gelées, autour des pôles ou dans les glaciers de montagne. Il ne reste donc que 0,9% de la réserve d'eau pour couvrir les besoins humains! Et encore! La plus grande partie se trouve dans les nappes souterraines et les cinq plus grands fleuves représentent 27% des eaux de surface. Une quantité d'eau qui n'a pas augmenté depuis son apparition sur Terre, il y a environ 3,4 milliards d'années. Les régions arides recouvrent 31 % des terres émergées qui sont elles-mêmes touchées à 40% par la désertification : renforcé par la lente remontée du niveau des océans.

PROVENACE DES EAUX	**QUANTITÉ (%)**
Eau douce des lacs	0,009
Eau de rivière	0,0001
Eau souterraine (Près de la surface)	0,005
Eau souterraine (en profondeur)	0,61
Eau dans les glaciers et les calottes glaciaires	2,15
Eau salée de lacs ou de mers intérieures	0,008
Eau dans l'atmosphère	0,0001
Eau des océans	97,2

(Tableau I.2 **:** Répartition des eaux sur la terre)

[3] *Livre traitement des eaux par Raymond Des jardins*

CHAPITRE II : APERCU SUR LA ZONE D'ÉTUDE

II.1. Description du centre urbain de Kayanza.

La province Kayanza est l'une de 17 provinces qui composent le BURUNDI. Elle est parmi les sept provinces qui abritent 54,3 % de toute la population Burundaise (plus de la moitié) en l'occurrence GITEGA, NGOZI, KIRUNDO, MUYINGA, KAYANZA et BUJUMBURA et elle est la cinquième avec une population de 586.096 dont 277.359 (47,3 % soit 7,1 % de toute la population) de masculin et 308.737 (52,7 % soit 7,5 % de toute la population) de féminin et compte 12196 ménages.

Située au Nord du Burundi, la province Kayanza se trouve entre 2°47'16" et 3°13'78" de latitude Sud et 29°25'11" et 29°55'95" de longitude Est.
Sa superficie de 1.233,24 Km^2 ne représente que 4% de la superficie nationale. Ce qui lui confère la 11ème position sur le plan national. Elle est limitée au Nord par la République du Rwanda, à l'Ouest par les provinces Cibitoke et Bubanza, au Sud et au Sud-Est par les provinces Muramvya et Gitega, à l'Est par la province Ngozi.

Signalons que la population burundaise est de 8.038.618 soit 3.926.867 hommes (48,9 %) et 4.111.751 femmes (51,1 %). La densité de la population est soit 359,8 hab./km^2 en 1990 ; soit 475,3 hab./km^2 en 2008 avec une taille moyenne du ménage de 4,6. La densité moyenne de la population auBURUNDI est de 310 hab. /km^2.[4]
Le centre urbain de Kayanza se trouve en commune Kayanza (122,4 km^2).

Communes	Superficie (en km^2)	Nombres de collines
1. Butaganzwa	103,38	20
2. Gahombo	80,64	21
3. Gatara	103,96	28
4. Kabarore	200,12	37
5. Kayanza	122,36	37
6. Matongo	167,80	35
7. Muhanga	128,90	30
8. Muruta	147,08	25
9. Rango	179,00	29
Province	**1.233,24**	**262**

(Tableau II.1 : Découpage administratif de la province Kayanza)[5]

---

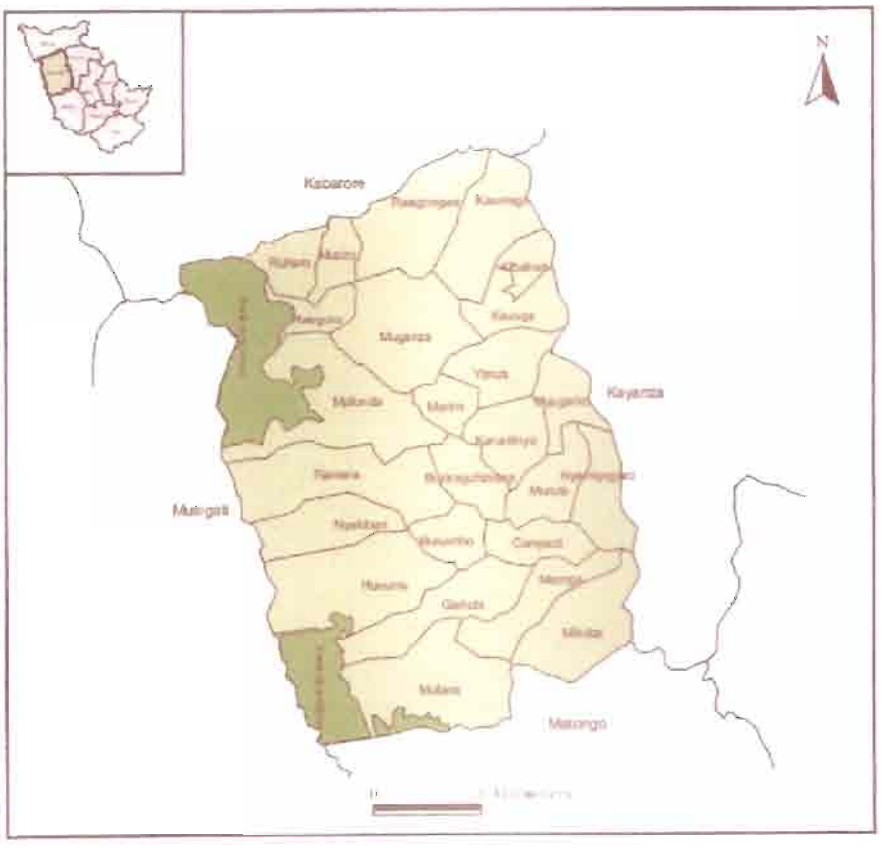
[4] *MININTER résultat du récent R.G.P.H 2008.*
[5] *MININTER/Découpage Administratif du Burundi/IFES/USAID/Décembre 2005*

II.1.1. Situation géographique.

Le centre urbain de Kayanza est situé en commune Kayanza et il est composé par deux principales collines à savoir la colline Musave, la colline Kirema.

Au centre urbain de Kayanza se rencontrent les routes nationales telles que :

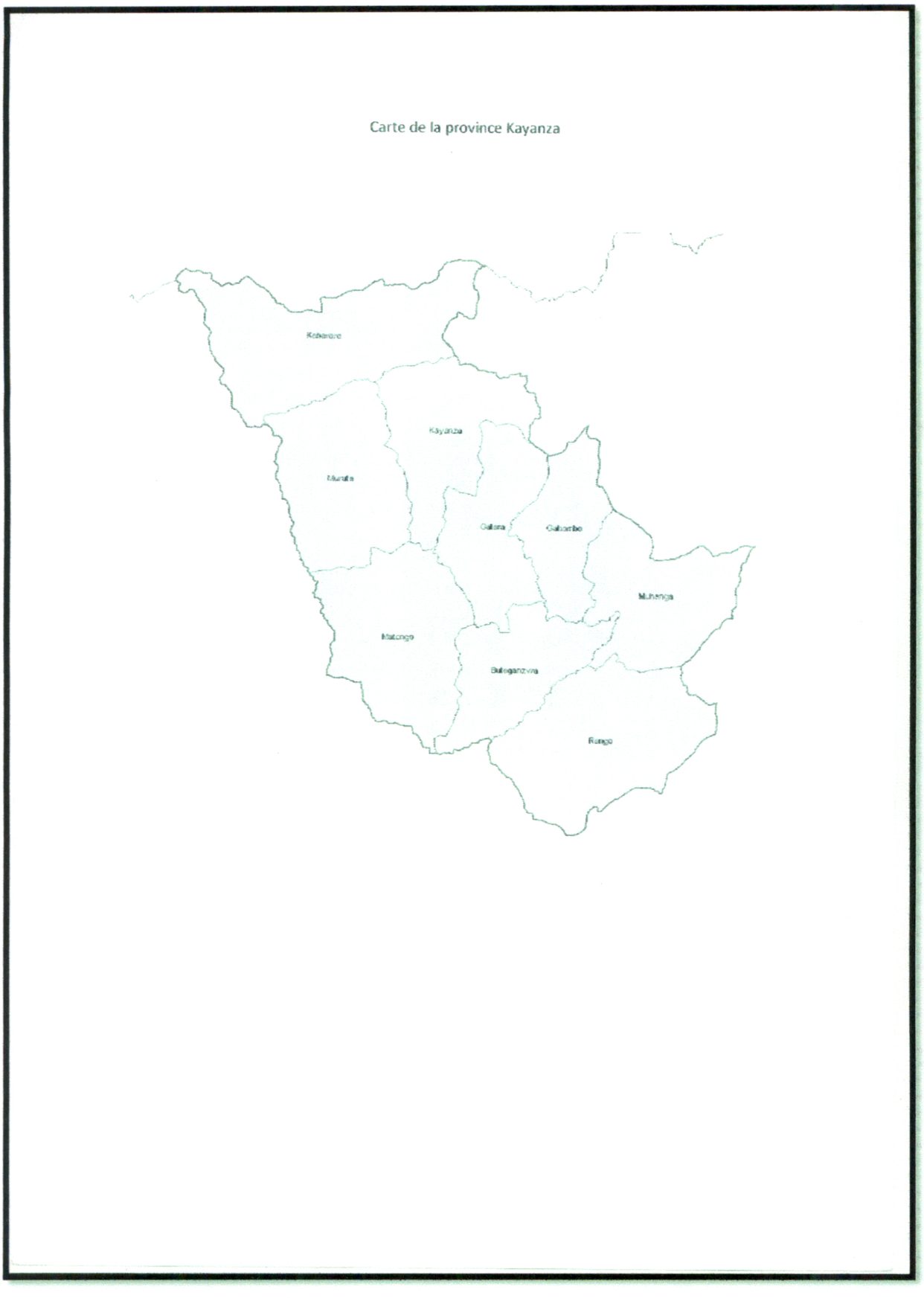
- RN1 : Bujumbura-Kayanza-Kanyaru
- RN6 : Kayanza-Ngozi
- RN10 : Kayanza-Cibitoke en passant par Rwegura.



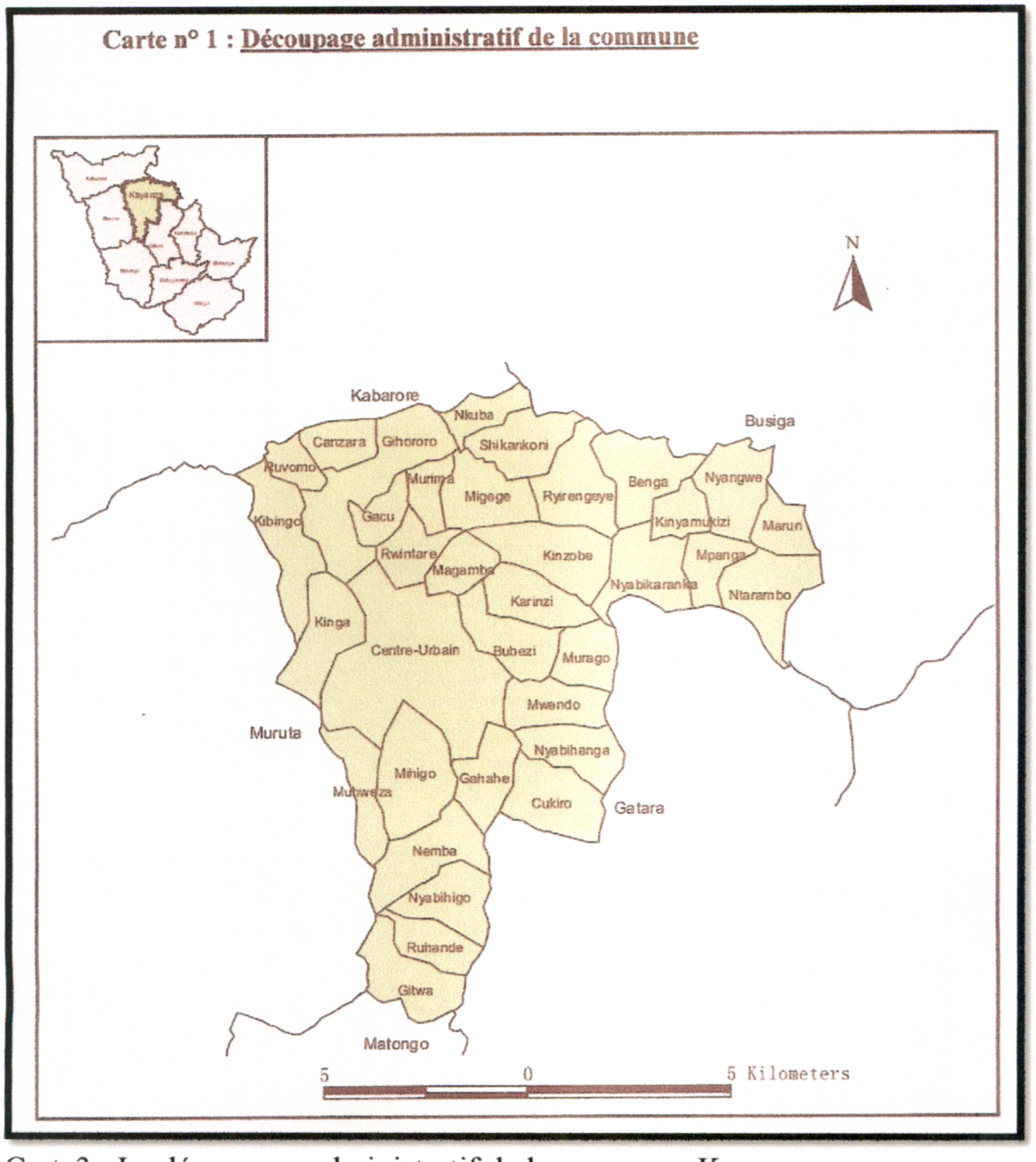
Echelle :1/150000

Carte 1 : Le découpage administratif de la commune Muruta[6]

[6] *MONOGRAPHIE DE LA COMMUNE MURUTA*



Carte2 : Le découpage administratif de la Province Kayanza



Carte3 : Le découpage administratif de la commune Kayanza

II.1.2.Température et Climatologie.[7]

La province Kayanza fait partie dans le plateau central où l'altitude varie entre 1500m et 2000m ; La pluie est de plus ou moins 1200mm et la température est de 20°c. Il se trouve en commune Kayanza qui est à cheval sur deux régions naturelles à savoir :

* La région naturelle de Buyenzi qui est caractérisée par :

•une altitude moyenne comprise entre1900m et 2500m
•un climat tropical humide

[7] *Monographie de la Commune Kayanza*

•une pluviométrie moyenne annuelle comprise entre 1200mm et 1500mm.

* La région naturelle de Mugamba qui est caractérisée par :

1.une altitude moyenne comprise entre 1900m et 2500m
2.un climat tropical relativement tempéré
3.une pluviométrie annuelle comprise entre 1300mm et 2000mm

Les températures moyennes se situent entre 14°c et 15°c. Les plus grands écarts de températures apparaissent en saison sèche.

Les sols sont des ferrisols anthropiques et argileux fertiles. La faune y est pauvre. La végétation naturelle (Flore) n'est pas abondante et est caractérisée par la présence de l'éragostis.

II.1.3. Hydrographie.

Le relief de la ville Kayanza est caractérisé par des pentes relativement fortes et une végétation abondante avec des marais irrigués par des rivières et des ruisseaux. L'exutoire des eaux de pluies est facilité par les pentes.

II.2. Différentes fonctions du centre urbain

II.2.1. Les fonctions administratives.

–Le bureau de la commune et de la province,
–Le tribunal de résidence et de grande instance,
–Le parquet de la République à Kayanza,
–Le camp militaire et la Police Nationale,
–La Direction Provinciale de l'Enseignement (D.P.E),
–La Direction Provinciale de l'Agriculture et de l'Élevage (D.P.A.E),
–La poste et l'ONATEL (Office Nationale de Télécommunication),
–L'URBANISME et l'ISTEEBU,
–La REGIDESO,
–L'inspection des écoles primaires,
–La coordination provinciale de l'hydraulique et des énergies rurales,
–La SOGESTAL (Société de Gestion des Stations de Lavage),
–Représentant du ministère de la planification et des finances et l'O.B.R. (Office Burundais des Recettes).

II.2.2. Les fonctions sociales.

–Les centres préscolaires,
–Les écoles primaires et secondaires,
–Une école technique paramédicale et Laboratoire,
–Une Institut Catéchétique Africain,
–Un hôpital et les centres de santé,
–Les O.N.G (Organisations Non Gouvernemental),
–Les églises Pentecôte, Vivante, Adventiste, Islam, Méthodiste, Rocher,...
–Centres d'enseignement des métiers et un centre des Sœurs.

II.2.3. Les fonctions commerciales.

–Un marché aménagé selon le plan classique,
–Un marché de bétail de Gatwaro,
–La Banque de Crédit de Bujumbura (B.C.B),
–La Banque de Gestion et de Financement (B.G.F),
–L'INTERBANK BURUNDI,
–LA POSTE,
–L'UCODE : Union pour la Coopération et le Développement,
–La COOPEC : Coopérative d'Épargne et de Crédit,
–Le dépôt des produits de BRARUDI,
–L'artisanat de production et de service,
–Les magasins, les boutiques, les bistrots et les restaurants,
–Un abattoir, des garages, des motels et maison de passage.

II.3. Situation socio-économique[8].

II.3.1. Situation sociale

II.3.1.1. Éducation

Selon d'adage chinois : «Si vous voulez investir pour toute la vie, il faut éduquer la population ». Au centre urbain de Kayanza, l'éducation formelle comprend 3 paliers à savoir : L'enseignement préscolaire, primaire et l'enseignement secondaire.

Cette éducation est assurée par l'État par le biais du Ministère de tutelle en collaboration avec la commune et les confessions religieuses pour des écoles sous convention. En plus de cette éducation formelle, il y a aussi une éducation informelle pour les ré calés de l'enseignement formel.

---

8 SOURCE : P.C.D.C., Commune Kayanza 2008

II.3.1.2.Santé.

Au centre urbain de Kayanza, on a un seul Hôpital. On y rencontre également un centre de santé de régime public et 4 centres de santé de régime privé à savoir :

1.Un centre de santé de Kayanza
2.Un centre de santé la vertu
3.Un centre de santé KORINEZA
4.Un centre de santé IVYIZIGIRO

En plus des centres de santé, on y rencontre également des centres optiques, un centre spécialisé en ophtalmologie MBONENEZA et les pharmacies pour les hommes et les animaux domestiques.

II.3.1.3.Habitat.

On y rencontre un habitat regroupé. Suivant le type d'élévation des murs, on distingue quelques types d'habitat :

1. Maison en prisé ;
2. Maison en briques adobes et cuites;
3. Maison en pierres.

Selon le type de couverture, on a trois types :

- Maison en pailles
- Maison en tuiles qui sont dominantes;
- Maison en tôles.

On constate qu'il y a un développement des tuileries avec de grandes initiatives dans la mise en place des fours tunnels locaux. Ce qui rend accessibilité ce genre de matériau.

Pour le pavement, on remarque :

1. une prédominance des maisons en terre battue;
2. des maisons en matériaux durables avec carrelage local ou ciment;
3. des maisons durables dotées des toilettes à l'intérieur sont insignifiant.

II.3.1.4. Couverture en eau potable.

En 1987, la situation du centre urbain de Kayanza était la suivante :

Longueur du réseau en km	: 20,5
Nombre de bornes fontaine	: 15
Nombre de branchement particulier	: 105

Capacités des réservoirs en m^3 : 24
Desserte B.F en % : 88
Desserte B.P en % : 12
Production en l/j/hab. : 98
Type de captage : Gravitaire.

N.B : La Desserte totale est de 100 % et la population était estimée à 3770.

En 2007, la situation du centre urbain de Kayanza était la suivante :

Taux de couverture théorique 14% ;
Nombres de bornes fontaines 19 dont 12 sont non fonctionnel ;
Nombre de ménages : 4318 ménages avec une population de 19397 hab.
Pas de branchements particuliers.

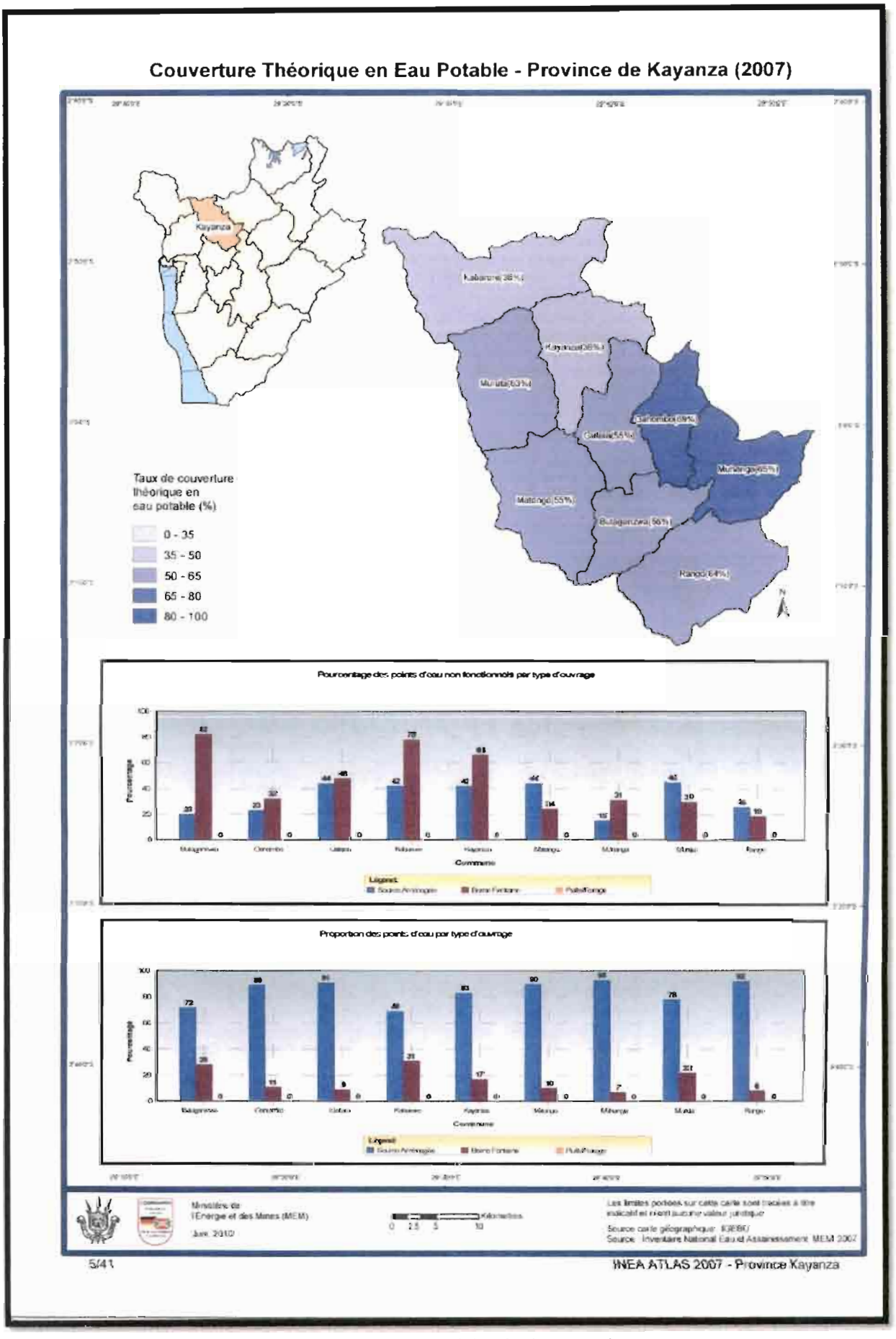
Le taux de couverture en eau potable au niveau national en milieu rural est le suivant :

PROVINCE	**Taux de couverture en eau potable**	**Population**
Bubanza	52%	348188
Bujumbura rural	68%	565070
Bururi	68%	570929
Cankuzo	60%	221391
Cibitoke	68%	460626
Gitega	77%	725080
Karusi	76%	433061
Kayanza	71%	588096
Kirundo	36%	636298
Makamba	64%	428917
Muramvya	81%	294891
Muyinga	49%	632346
Mwaro	84%	269048
Ngozi	59%	661310
Rutana	56%	336394
Ruyigi	60%	400818
Moyen national	**64,3%**	**7560463**

(Tableau II.2 : Synthèse des taux de couverture en eau potable au milieu rural résultats au niveau provincial et national.[9])

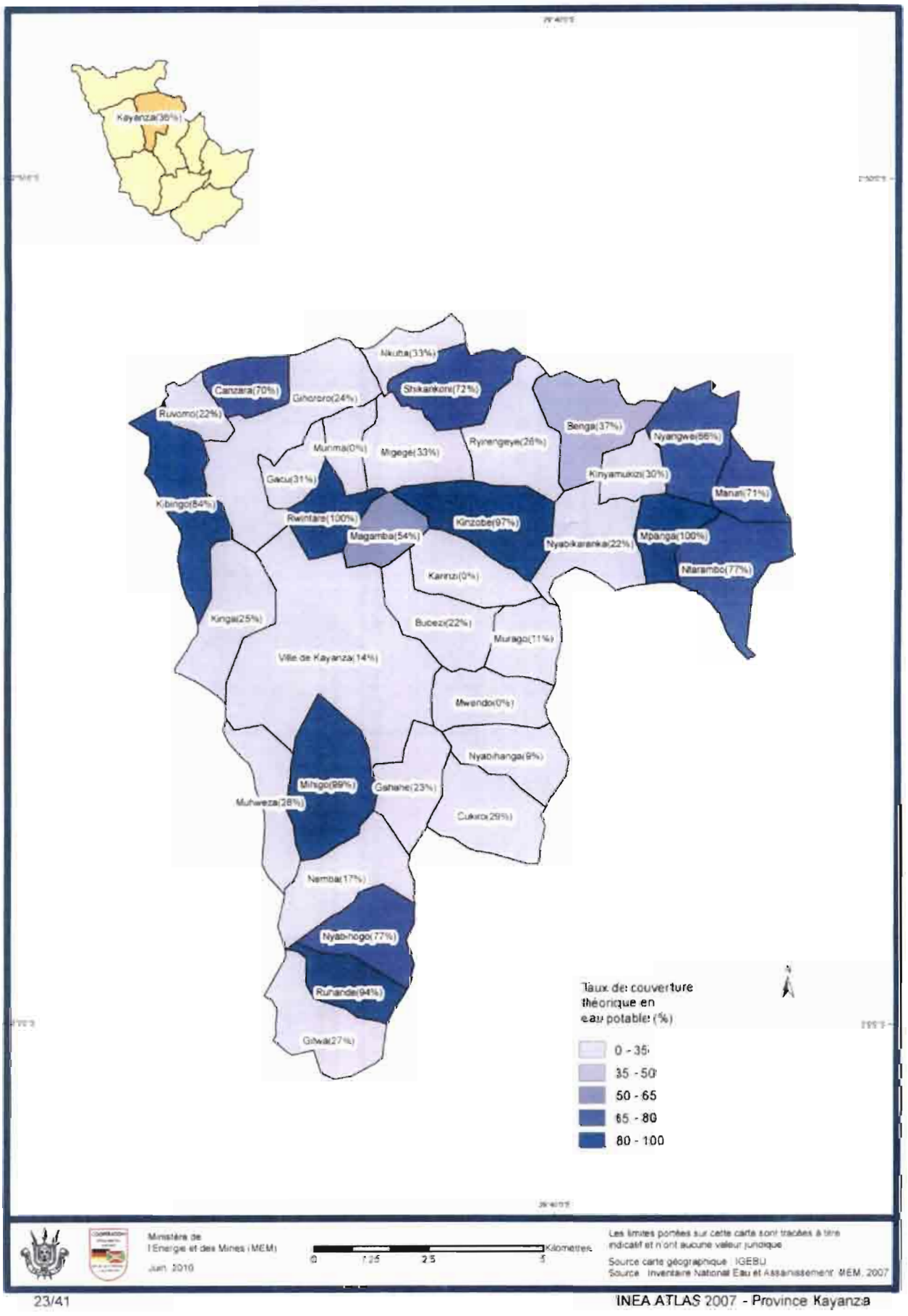
La carte ci–après nous montre le taux de couverture théorique en eau potable de toutes les communes de la province Kayanza. Les graphiques montrent le pourcentage des points d`eau non fonctionnels par types d`ouvrages (source aménagée ; bornes fontaines ; puits ou forages) et les proportions d`eau par types d`ouvrages (source aménagée ; bornes fontaines ; puits ou forages).

[9] *Couverture théorique en eau potable-PROVINCE KAYANZA-Milieu Rural Juin 2012*

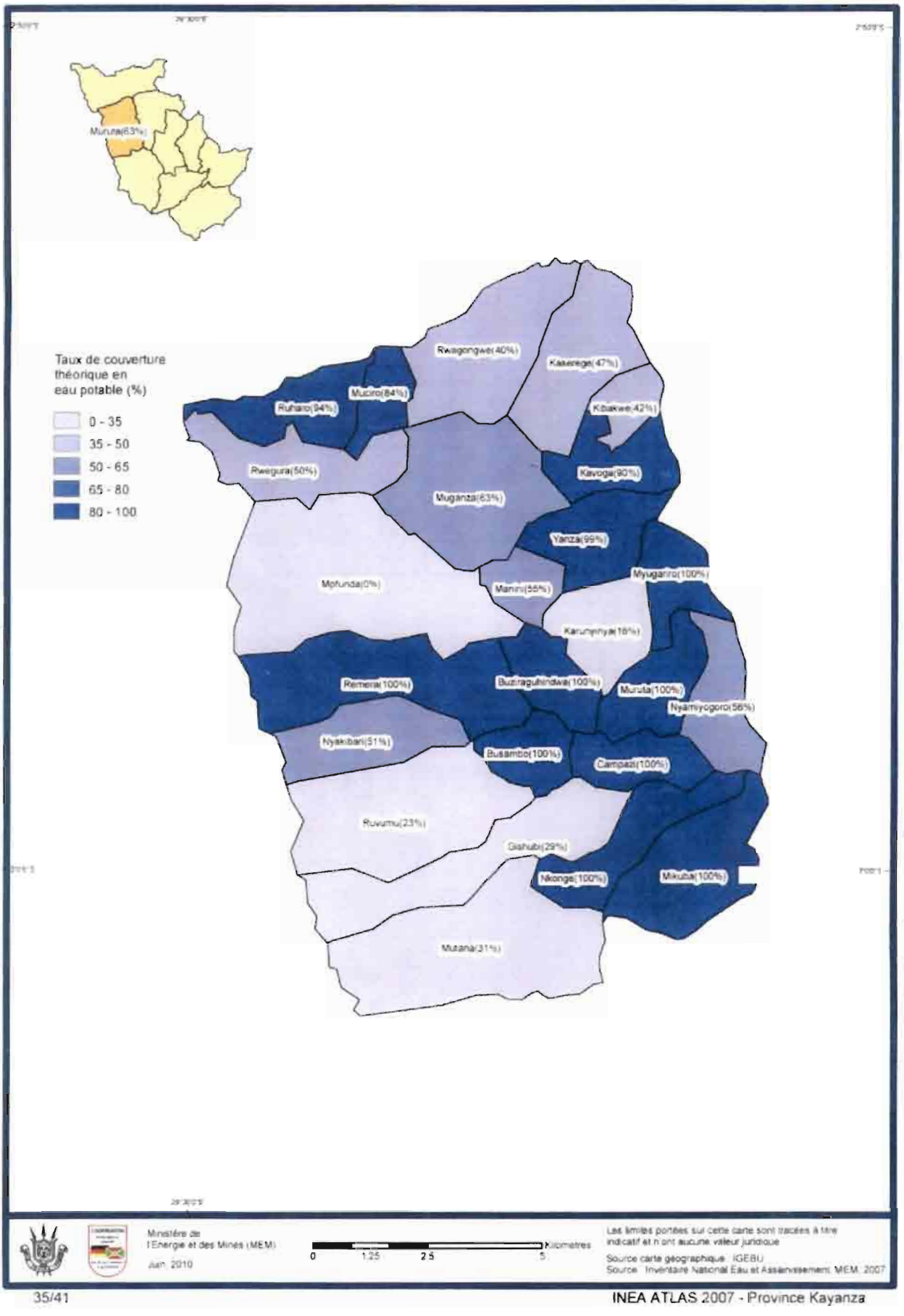


Carte4 : Couverture théorique en eau potable de la Province Kayanza

Couverture Théorique en Eau Potable - Commune de Kayanza (2007)



Couverture Théorique en Eau Potable - Commune de Muruta (2007)



II.3.2. Situation économique.

II.3.2.1. Le commerce

Le centre urbain de Kayanza dispose de deux marchés les plus fréquents tels que :

- un marché aménagé selon le plan classique
- un marché de bétails de GATWARO

En plus des marchés, on enregistre des magasins, des boutiques, des bistrots, des restaurants, un abattoir et des garages ainsi que des institutions financières et de micro-finances.

II.3.2.2. L'artisanat.

L'artisanat de production : Au centre urbain de Kayanza, on y rencontre de grands ateliers de menuiserie ayant de grands équipements et qui, de temps en outre reçoivent des marchés de grande envergure. On a aussi la scierie et la charpenterie pour le bois. On y rencontre également la tuilerie, la poterie et la briqueterie.

L'artisanat de service qui est représenté principalement par :

- La couture et la coiffure ;
- La soudure et la cordonnerie ;
- La réparation mécanique et électronique.

L'artisanat de l'art est représenté par la broderie et la blanchisserie.

II.3.2.3. L'agriculture.

L'agriculture est subdivisée en trois parties à savoir :

–des cultures vivrières : les maïs, les haricots, les patates douces,
–des cultures industrielles représentées essentiellement par le café
–des cultures maraichères (amarante), et fruitières dominées par les avocats.

L'élevage est dominé par les animaux de race locale moins productive mais rustique. Mais on enregistre le repeuplement et la diffusion de races améliorées.

II.3.2.4. Le transport.

Le transport est assuré au centre urbain de Kayanza à l'aide des véhicules, motocyclettes et le portage.

II.4. Problématique d'approvisionnement en eau potable.

Le manque d'intervenant en matière d'eau et le manque d'entretien des infrastructures hydrauliques dû en partie aux faibles contribution de la population pour les répartitions courantes , la dégradation d'environnement qui cause le tarissement de certaines sources ainsi que le manque de technologie appropriée sont les principales causes de l'insuffisance ou de manque d'eau au centre urbain de Kayanza. La REGIDESO n'envisage pas d'autres sources à capter.

II ème PARTIE : EVALUATION DES BESOINS SPÉCIFIQUES ACTUELS ET FUTURS EN EAU POTABLE DE LA POPULATION ET DES ÉTABLISSEMENT PUBLICS ET PRIVÉS.

CHAPITRE III : EVALUATIONS DES BESOINS EFFECTIFS EN EAU.

III.1.Généralités.

Les besoins en eau potable de la population sont variables d'une région à une autre, d'une zone à une autre selon le niveau de vie et la situation géographique. Les besoins en eau potable connaissent une variation journalière sur une période de 24 heures avec les heures de pointe qui situent généralement :
–Pour les zones urbaines : entre 6h-7h et 12h-14h ;
–Pour les zones rurales : entre 6h-7h et 14h-19h.

Ils varient également au cours de la semaine suivant que le jour est le jour de fête ou de marché ainsi que les jours de samedi et de dimanche. Ils peuvent aussi varier suivant les besoins. Les éléments qui influencent les besoins de l'homme en eau potable sont multiples :

–Le nombre d'habitat vivant dans la région à approvisionner ;
–Le développement industriel ;
–Le climat, l'élevage et l'agriculture ;
–La manière d'approvisionnement (Branchement Particulier, la Borne Fontaine).

Les besoins en eau potable sont classés en deux catégories :

- les besoins privés qui sont surtout les besoins domestiques des habitants eux-mêmes en fonction de leur niveau de vie ;
- les besoins collectifs qui concernent les équipements de la zone à desservir.

III.2. Estimation de la population actuelle.

Les bénéficiaires du réseau sont la population, les établissements publics et privés ainsi que les collectivités du centre urbain de Kayanza. Selon les résultats provisoires du récent R.G.P.H conduit en août 2008 au Burundi[10], la ville de Kayanza compte :
–4318 ménages ordinaires et 152 ménages collectifs ;
–19397 populations totales et 1469 populations regroupées dans les ménages collectifs ;
–La taille moyenne du ménage est de 4,5 et 9,7 pour les ménages collectifs.

---

[10] *MININTER : résultat du récent R.G.P.H 2008 ; Décret N°100/11 du 16 janvier 2009 portant publication des résultats préliminaires du troisième recensement de la population et de l'habitat du Burundi de 2008, cabinet du président.*

Signalons qu'en 1987, la population de la ville de Kayanza était 3770 et qu'en 1990, la population était répartie comme suit :

- Ménages ordinaires 1471 ;
- Population totale 6812.

Selon la formule de croissance de la population utilisée actuellement au BURUNDI, on a:

$$P_n = P_0 * (1+\frac{ta}{100})^n \qquad \textit{(Formule III.1)}$$

Où
- P_n = Population actuellement;
- P_0 = Population de base;
- ta = Taux d'accroissement naturelle;
- n = Nombre d'années entre deux recensements.

$$Ta=[(\frac{P_n}{P_O})^{\frac{1}{n}} -1]*100=(\sqrt[n]{\frac{P_n}{P_o}} -1)*100 \qquad \textit{(Formule III.2)}$$

P_n =19397 hab. en 2008
P_0= 6812 hab. en 1990 n= 2008-1990= 18 ans

Connaissant les deux recensements, on peut calculer le taux ta d'accroissement de la population.

$$19397= 6812*(1+\frac{ta}{100})^{18}$$
$$(1+\frac{ta}{100})^{18}=\frac{19397}{6812}$$
$$(1+\frac{ta}{100})=\sqrt[18]{\frac{19397}{6812}}$$
$$ta=(\sqrt[18]{\frac{19397}{6812}}-1)*100$$

▶ta= 0.059857 soit ≈0.06 donc le taux de croissance est de 6%

Le centre urbain de Kayanza couvre une superficie de 13,93 km^2.
Calculons également la population résidente actuellement en 2012.

$P_{n'}$= 19397(1+0,060)^4=**24489hab.**

La densité moyenne de la population actuelle du centre urbain de Kayanza est la suivante: 1758 hab. /km^2.

Notons que les ménages collectifs sont entre autre:

-Les militaires et les policiers logés dans une caserne, un quartier ou un camp;
-Nombre de communautés religieuses vivant dans un presbytère, un couvent;
-Détenus dans les prisons;
-Les gens qui habitent en home ou en orphelinat;
-Malades hospitalisées;

-Voyageurs en séjour dans un hôtel;
-Travailleurs logés dans un baraquement d'un chantier temporaire.

III.3. Besoins moyens journaliers de la population et des établissements publics et privés actuels.

*** Distribution urbaine.**

- ville de 5000 à 20000 hab. = 150 à 200 l/jour/hab.
- ville de 20000 à 100000 hab. = 200 à 300 l/jour/hab.
- au dessus de 100000 hab. = 300 à 400 l/jour/hab.

Il faut augmenter 50% à 80% en raison de 25 ans.

- **Valeurs de consommation11.**

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

(Tableau III.1 : Valeur de consommation en milieu urbain)

11Cours Hydraulique Urbaine

- **Valeurs de consommation pour la population rurale**

CATÉGORIES	DÉTAILS	NORMES	OBSERVATIONS
Population	-Borne Fontaine (B.F) -Branchement Privé (B.P)	20 l/jour/personne 100 l/jour/personne	
Collectivités	- École primaire - École secondaire - Hôpital ou centre de santé - Bureau - Coopérative - Centre de négoce	20l/jour/personne 50l/jour/élève 150l/jour/lit 10l/jour/personne 5l/jour/personne 3l/jour/personne	Réservoir de $3m^3$ pour 600 élèves
Lieux Publics	- Caniveau - Urinoirs - Lavoirs - Bassin de douche - Marché moderne aménagé - Baies	20ljour//m linéaire 20l/jour/place 1200l/jour/place 200l/jour/place 5l/jour/place 100l/jour	Nettoyage
Usine ou centre d'extraction	- Abattoir - Fromagerie - Cidrerie - Vérification - Brasserie - Sucrerie	500 l/tête de bétail 5l/Litre 4l/litre 2l/Litre 500l/100l 100l/kg	 Litre de lait Litre de produit obtenu Litre de produit obtenu 100 l de bière kg de sucre fabriqué
Bétails	-Bovins -Cheval -Porc -Mouton- Chèvre	50 l/jour/tête 50 l/jour/tête 20 l/jour/tête 5 l/jour/tête	
Végétaux	-zone de cultures maraichères -Jardins Publics	Étude spécialisée $6ljour/m^2$	50 % suivant la saison

(Tableau III.2: Récapitulation des bénéficiaires)

- **Desserte en milieu urbain**

APPAREILS	q (l/s)
Évier	0,20
Lavabo individuel	0,10
Lavabo collectif	0,05
Bidet	0,10
Baignoire	0,35
Douche	0,25
WC avec chasse	0,10
Buanderie	0,4

(Tableau III.3: Normes des débits des appareils intérieurs)

COLLINE ET COLLECTIVITÉS	EFFECTIFS DESSERVIS	UNITÉS	DOTATION (l/j/pers.)	BESOIN EN EAU (l/j)	BESOIN EN EAU (l/s)
Colline Musave	16639	Personnes	20	332.788	3,852
Colline Kirema	6763	personnes	20	129.260	0,896
Ménages collectifs	1469	Personnes	20	29.830	0,340
E.P Kayanza I	1237	Élèves	5	6185	0,072
E.P Kayanza II	1037	Élèves	5	5185	0,060
E.P Kirema	1496	Élèves	5	7480	0,087
E.P Notre avenir	126	Élèves	5	630	0,007
Lycée C. Kayanza	684	Élèves	5	3.420	0,040
Lycée COMIBU	488	Élèves	5	2.440	0,028
Lycée Oasis du savoir	130	Élèves	5	650	0,008
École Technique Paramédicale .labo	315	Élèves	5	1.575	0,018
E.TE.SE.K	190	Élèves	5	950	0,011
Hôpital+ C.D.S .Visiteurs occasionnels	2530	Malades	15	37.950	0,440
. Lits	180	Lits	150	27.000	0,313
. Personnel	175	Employés	10	1.750	0,020
Église FECABU	400	Fidèles	3	1.200	0,014
Église Islamique	3.000	Fidèles	3	9.000	0,104
Église Pentecôte	1.000	Fidèles	3	3.000	0,035
Église M. libre	300	Fidèles	3	900	0,011
Église M. uni	250	Fidèles	3	750	0,007
Église Adventiste	700	Fidèles	3	2.100	0,024
Église Catholique	10.000	Fidèles	3	30.000	0,348
Église du Rocher	200	Fidèles	3	600	0,007
Autres Églises	500	Fidèles	3	1.500	0,017
SOGESTAL	77	Employés	10	770	0,009
Marché aménagé	1.000	Visiteurs	5	5.000	0,058
Hôtels+Maisons de passage	130	Employés	20	2.600	0,030
Bureau	150	Employés	10	1.500	0,017
Enseignant	180	Employés	10	1.800	0,021
Abattoir	8	Vaches	500	4.000	0,046
TOTAL				**652.810**	**7,558**

(Tableau III.4 : Besoins de la population et des établissements publics et privés)



III.4. Horizon de la planification.

Pour éviter d'avoir à remanier le réseau trop tôt, il est conseillé de déterminer le réseau de la planification. Dans notre projet, l'horizon de la planification est de 25 ans. Cet horizon de la planification vise :

_ L'augmentation de la population ;
_ L'élévation du niveau de vie

Il faut ajouter à la production de pointe une marge de sécurité.

III.5. Estimation de la population résidente.

Selon la même formule de croissance de la population utilisée actuellement au Burundi, on :

$P_{n''} = P_{n'}(1+0.060)^{25}$ ***(Formule III.3)***

$P_{n''} = 24489(1+0.060)^{25}$
$= \mathbf{105104\ hab.}$

Où
- $P_{n''}$: Population résidente en 2037;
- $P_{n'}$: population actuelle 2012;
- ta = 0.060 : Taux d'accroissement déjà calculé ;
- n = 25 ans : Horizon de la planification.

En 2037, la population du centre urbain de Kayanza sera estimée à 105104 hab. avec un taux d'accroissement de 6%.

III.6. Estimation des bénéficiaires futurs de la population et des établissements publics et privés.

COLLINE ET COLLECTIVITÉS	EFFECTIFS 2012	EFFECTIFS 2037	DOTATION (l/j/personne)	BESOIN EN EAU (l/j)	BESOIN EN EAU (l/s)
Colline Musave	16639	71423	20	1428240	16,53
Colline Kirema	6763	27738	20	554760	6,421
Ménages collectifs	1469	6305	20	166100	1,459
E.P Kayanza I	1237	5309	5	26545	0,307
E.P Kayanza II	1037	4451	5	22255	0,258
E.P Kirema	1496	6421	5	32105	0,372
E.P Notre avenir	126	541	5	2704	0,031
Lycée Co. Kayanza	684	2935	5	14675	0,170
Lycée COMIBU	488	2094	5	10470	0,121
Lycée Oasis du savoir	130	558	5	2790	0,032
École Technique Paramédicale .labo	315	1352	5	6760	0,078
E.TE.SE.K	190	816	5	4080	0,047
Hôpital+ C.D.S .Visiteurs occasionnels	2530	10858	15	162870	1,885
. Lits	180	773	150	115950	1,342
. Personnel	175	751	10	7510	0,087
Église FECABU	400	2426	3	7278	0,084
Église Islamique	3.000	18193	3	54579	0,632
Église Pentecôte	1.000	6064	3	18192	0,211
Église M. libre	300	1819	3	5457	0,063
Église M. uni	250	1516	3	4548	0,053
Église Adventiste	700	4245	3	12735	0,147
Église Catholique	10.000	60643	3	181929	2,107
Église du Rocher	200	1213	3	36639	0,042
Autres Églises	500	3032	3	9096	0,105
SOGESTAL	77	330	10	3300	0,038
Marché aménagé	1000	4292	5	21460	0,248
Hôtel + maisons de passage	130	558	20	11160	0,129
Bureau	150	644	10	6440	0,075
Enseignants	180	773	10	7730	0,090
Abattoir	8	35	500	17500	0,203
TOTAL				**2881221**	**33,347**

III.7. Les besoins maximum journaliers.

Les valeurs trouvées dans le tableau des récapitulations des besoins moyens journaliers de la Population et des Établissements Publics et Privés ne sont pas en réalité celles qu'il faudra utiliser directement dans le calcul des ouvrages hydrauliques. Il convient de déterminer les besoins en eau maximum après avoir considéré :

- Toutes les pertes d'eau potables
- Les consommations de pointe.

III.7.1. Production de pointe

Elle est donnée par la formule suivante :

$Q_{jmax}=Q_{jmoy}*(1+C)$ ***(Formule III.4)***

Où
- Q_{jmax}: production de pointe;
- Q_{jmoy}: besoins moyen journalier;
- C: coefficient de production de pointe;
- $C = Q_{jmoy} * 365/$consommation annuelle

La G.K.W Ingénieur conseiller à considéré 25% comme facteur de production de pointe dans la ville de Ngozi. Nous allons prendre la même valeur au centre urbain de Kayanza. D'où C= 0,25.

$Q_{jmax}= Q_{jmoy}*(1+C)$ avec Q_{jmoy} déterminé dans le tableau en l/s

Q_{jmax} = (7.558*(1+0,25)) l/s

Q_{jmax}= 9,448 l/s La production de pointe est de 9,448 l/s

III.7.2. Marge et perte.

Nous pouvons majorer les besoins maximums journaliers en fonction, d'une part des augmentations de consommations dans le temps dues au progrès de l'hygiène, et d'autre part, des pertes dans le réseau de distribution selon que ce dernier est bien, moyen ou mal entretenu.

1. Pour le réseau bien entretenu : 20%
2. Pour le réseau moyennement entretenu : 25 à 35%
3. Pour le réseau mal entretenu : 50% et plus.

Pour notre cas, nous allons considérer que le réseau est moyennement entretenu et faire la moyenne de deux valeurs donc 30%.

D'où Pertes $=Q_{Jmoy}*[1/ (1-\delta)-1]$ ***(Formule III.5)***

= 7,558*[1/ (1-0,30)-1] où δ : Coefficient de pertes.

Pertes = **3,239 l/s**

III.7.3. Production de pointe avec les pertes.

Elle est donnée par la formule suivante :

$Q_{max} = Q_{Jmox}$ + Pertes *(Formule III.6)*

Où $\begin{cases} Q_{max}: production\ de\ pointe\ avec\ les\ pertes \\ Q_{Jmox}: production\ de\ pointe \end{cases}$

Alors, Q_{max} = 9,448 l/s + 3,239 l/s= **12,687 l/s**

COLLINES ET COLLECTIVITÉS	PRODUCTION DE POINTE (l/s)	PRODUCTION DE POINTE ET PERTES (l/s)
Colline Musave Colline Kirema	4,816 1,87	1,6651 0,641
Ménages Collectifs	0,425	0,146
E.P Kayanza I α II	0,165	0,056
E.P Kirema	0,109	0,037
E.P Notre avenir	0,009	0,012
Lycée CO. Kayanza Lycée COMIBU Lycée Oasis du savoir École Technique Paramédicale .labo E.TE.SE.K	0,050 0,035 0,010 0,023 0,014	0,017 0,012 0,003 0,008 0,005
Hôpital+ C.D.S .Visiteurs occasionnels . Lits . Personnel	 0,550 0,391 0,025	 0,189 0,134 0,009
Église FECABU+Adventiste Église Islamique Église Pentecôte Église M. libre+M. uni Église Catholique Église du Rocher +Autres	0,048 0,130 0,044 0,023 0,435 0,030	0,016 0,045 0,015 0,008 0,149 0,010
Marché aménages	0,073	0,025
Hôtels +Maison de passage	0,038	0,013
SOGESTAL	0,011	0,004
Bureau	0,021	0,007
Enseignants	0,026	0,035
Abattoir	0,058	0,078
TOTAL	**9,448**	**3,239**

(Tableau III.6: Production de pointe et pertes)

Il est conseillé d'ajouter à la production de pointe une marge de sécurité pour la population projetée. La production de pointe projetée (Q_{pmax}) sera calculée en utilisant la formule suivante :

Qp_{max}= Q_{max}+ augmentation (marge de sécurité) ***(Formule III.7)***

Pour une distribution urbaine, l'augmentation est de 50% à 80% en raison de 25 ans. Donc, nous utilisons la moyenne de deux valeurs : 65%.

L'augmentation (l/s) = (Q_{max}*65)/100 = (12,687)*65/100 l/s = 8,247 l/s

D'où Qp_{max} = (12,687+8,247) l/s=**20,934 l/s**

COLLINES ET COLLECTIVITÉS	BESOINS EN EAU							
	2012				2037			
	Q_{jm0y}		Q_{jmax}		Q_{pmoy}			Q_{pmax}
	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m3/j
Colline Musave	3,852	332,813	6,467	558,749	6,356	549,158	10,671	921,974
Colline Kirema	1,496	129,255	2,511	216,951	2,469	213,321	4,143	357,955
Ménages Collectifs	0,340	29,376	0,571	49,334	0,561	48,470	0,942	81,389
E.P Kayanza I	0,072	6,221	0,121	10,454	0,119	10,282	0,200	17,280
E.P Kayanza II	0,060	5,184	0,101	8,726	0,099	8,554	0,167	14,429
E.P Kirema	0,087	7,517	0,146	12,614	0,144	12,442	0,241	20,822
E.P Notre avenir	0,007	0,605	0,021	11,814	0,012	1,037	0,035	2,994
Lycée CO. Kayanza	0,040	3,456	0,067	5,184	0,066	5,702	0,111	9,590
Lycée COMIBU	0,028	2,419	0,047	4,061	0,046	3,974	0,078	6,739
Lycée Oasis du savoir	0,008	0,691	0,013	1,123	0,013	1,123	0,021	1,814
École Technique Paramédicale .labo	0,018	1,555	0,031	2,678	0,030	2,592	0,051	4,406
E.TE.SE.K	0,011	0,951	0,019	1,642	0,018	1,555	0,031	2,678
Hôpital+ C.D.S								
.Visiteurs occasionnels								
. Lits	0,440	38,016	0,739	63,850	0,726	62,726	1,219	105,322
. Personnel	0,313	27,043	0,525	45,360	0,516	44,582	0,866	74,822
	0,020	1,728	0,034	2,938	0,033	2,851	0,05	4,838
Église FECABU	0,014	1,210	0,024	2,074	0,023	1,996	0,040	3,456
Église Islamique	0,104	8,986	0,175	15,120	0,172	14,861	0,289	24,970
Église Pentecôte	0,035	3,024	0,059	5,098	0,058	5,011	0,097	8,381
Église M. libre	0,011	0,950	0,019	1,642	0,018	1,555	0,031	2,678
Église M. uni	0,007	0,605	0,012	1,037	0,012	1,037	0,020	1,728
Église Adventiste	0,024	2,074	0,040	3,456	0,040	3,456	0,066	5,702
Église Catholique	0,348	30,067	0,584	50,458	0,574	49,594	0,964	83,290
Église du Rocher	0,007	0,605	0,012	1,037	0,012	1,037	0,020	1,728
Autres Églises	0,017	1,469	0,029	2,506	0,028	2,419	0,048	4,172
SOGESTAL	0,009	0,778	0,015	1,296	0,015	1,296	0,025	2,160
Marché aménagé	0,058	5,011	0,098	8,467	0,096	8,467	0,162	14,000
Hôtel + maisons de passage	0,030	2,592	0,051	4,406	0,050	4,406	0,084	7,258
Bureau	0,017	1,469	0,028	2,419	0,028	2,419	0,046	3,974
Enseignants	0,021	1,814	0,061	1,270	0,135	3,024	0,101	87,26
Abattoir	0,046	3,974	0,136	11,730	0,075	6,471	0,124	10,714
TOTAL	**7,558**	**653,011**	**12,687**	**1096,157**	**12,471**	**1077,496**	**20,934**	**1808,698**

(Tableau III.7: Production de pointe projetée)

Notons entre autre que les pertes sont dues notamment :

1. dans des fuites sur les conduites de distributions ;
2. dans des fuites sur les branchements et les raccordements des bornes fontaines (les joints non étanches) ;
3. dans des fuites d'eau aux débordements sur les réservoirs ;
4. dans les compteurs défectueux aux installations sanitaires en mauvais état.

Les fuites peuvent représenter couramment entre 25% et 50% de la quantité d'eau consommée.

III.8. Evaluation des besoins en milieu rural

COLLINES	% DESSERVI	SITUATION EN 2012		SITUATION EN 2037	
		POPULATION	BÉNÉFICIAIRES	POPULATION	BÉNÉFICIAIRES
RUVUMU	23	2017	1553	3229	2487
BUSAMBO	52	1917	920	3069	1473
CAMPAZI	60	4484	1797	7179	2872
MURUTA	60	2725	1090	4363	1545
MYUGARIRO	63	1850	684	2962	1096
TOTAL		**19993**	**5277**	**20802**	**8181**

III.8.1. Les villageois

Tous les villageois de la zone du projet n'ont pas d'accès au réseau suite à leur emplacement par rapport à la ligne du projet. C'est pour cette raison qu'un certain pourcentage a été estimé aux différentes collines en tenant compte de l'existence des sources aménagées, de l'approximité des réseaux du centre urbain de Kayanza ainsi que la répartition de la population le long du tracé.

III.8.2. Les branchements privés.

Le réseau alimentant le centre urbain étant dans un milieu rural, quelques branchements privés seront prévus pour satisfaire aux demandes de certains gens des points de concentration. Un système de tarification permettra de se procurer de l'argent pour l'entretien du réseau. Nous prenons l'hypothèse d'un branchement privé pour 150 villageois desservis.

III.8.3. Les équipements publics

Les équipements publics intéressés par le réseau sont :

- Les écoles primaires : E.P.MURUTA et E.P MUTUMBA

Nous avons pris en moyenne 1000 écoliers par école primaire soit au total **2000 écoliers**

- Les églises :
    1. Église catholique de MUTUMBA : 1300 Fidèles
    2. Église pentecôte de MUTUMBA : 500 Fidèles
    3. Église pentecôte de MURUTA : 900 Fidèles

    Effectif total : 2700 Fidèles

III.8.4. Le tableau récapitulatif

CATÉGORIES	SITUATION EN 2012	SITUATION EN 2037	BESOINS (m^3/j)	BÉNÉFICIAIRES	BESOINS (m^3/j)
	BÉNÉFICIAIRES	DOTATION (m^3/j)			
Villageois	5277	0,02	105,54	8181	163,62
Branchement privés	150	0,1	15	240	24
Écoles primaires	2000	0,01	10	3202	16,01
Églises	2700	0,00	2,7	4323	4,32
Sous-total			**133,24**		**207,95**
Pertes de 20%			26,65		41,59
Total			**159,89**		**249,54**

On peut ajouter à cela, un débit d'adduction d'eau pour le site de Muyange nouvellement viabilisé. Il y a 250 parcelles et on estime 6 membres par ménage.
250*6=1500 hab.

En 2036, le site de Muyange comportera : $1500*(1+\frac{6}{100})^{25}$=6438 hab.

7% de ces personnes seront servis par branchement particulier et 9% par bornes fontaines.

Le débit moyen total=$\frac{1001*6438}{3600*24} + \frac{201*0,93*6438}{3600*24} = 88,517\,l/s$

Débit de pointe total pour la population résidente=88,51*1,175*1,5=156,011l/s

Débit de pointe par ménage=$\frac{156,011}{250} = 0,624\,l/s$

Pour les établissements 44,5m^3/j soit 0,515l/s

Le débit de pointe total pour ces établissements vaut :
0,515l/s*1,175*1,5=0,908l/s

Ajoutons 0,624l/s pour alimenter la population résidente du site.

Débit de pointe d'adduction, on a : $0,908l/s + 0,624\,l/s = 1,536\,l/s$

Soit 132,710l/s soit 5,530m^3/h

Suite à la répartition géographique des bénéficiaires et l'emplacement des ouvrages hydrauliques tels que les réservoirs et bornes fontaines, une valeur de 1808,698+249,544+132,710) m^3/j= 2190,952m^3/j soit un débit de 25,358 l/s. Le débit de 20,934 l/s+ 25,358 l/s= 46,292 l/s sera prise en compte comme débit de dimensionnement des réservoirs et de la conduite d'adduction.

CHAPITRE IV : DESCRIPTION DE L'ADDUCTION EXISTANTE

IV.1. Introduction

Lorsqu'il y a une grande distance entre le forage ou la source, et entre le château d'eau, on parle souvent de l'adduction pour désigner la longue conduite qui apporte l'eau au réservoir.

Avant, le réseau existant est entretenu de deux manières par :

- la D.G.H.E.R par le biais de la coordination provinciale de la régie intercommunale de l'eau à Kayanza,
- la REGIDESO.

Le réseau contrôlé par la D.G.H.E.R alimente le milieu rural de Kayanza et Ngozi et est constitué par 13 sources. Signalons que le réseau alimentant le centre urbain en provenance de la D.G.H.E.R ne fonctionne pas aujourd'hui.

IV.2. Description proprement dite

Dans la description, les symboles suivants seront utilisés :

CC	: Chambre Collectrice ou Chambre de Captage
CE	: Chambre d'Équilibre
CD	: Chambre de Départ
®	: Réservoir de xm^3
CP	: Chambre de Purge
CV	: Chambre de Ventouse
CVNS	: Chambre de Vanne et Sectionnement
	: Borne Fontaine simple
B.P	: Branchement Privé ou Particulier
P.V.C50	: Tuyau en PVC de 50mm de diamètre.

Les sources qui alimentent la ville de Kayanza sont :

1. Les sources KINGA-RWAMARIZA et KANYOMVYI situées à l'Ouest du centre incluant une Chambre Collectrice, dont les débits sont respectivement : 0,8 l/s et 1,4 l/s soit 69 m^3/j et 121 m^3/j ;
2. La source D.G.H.E.R ayant un débit de 4 l/s soit 346 m^3/j ;
3. La source de KIBIRA avec un débit de 6,1 l/s soit 527 m^3/j ;
4. La source MASABO avec un débit de 13 l/s soit 1123 m^3/j.

Les types du réseau d'adduction sont :

- adduction par gravité ;
- adduction par pompage.

- **IV.2.1.La station de pompage existante**

Il s'agit du captage de 6 sources avec une chambre collectrice qui se situe dans la colline Rwagongwe sur une vallée de GATEBE. La Bâche d'aspiration est installée sur cette vallée avec un réservoir de refoulement qui se trouve à MASABO.

IV.2.2.Les ouvrages d'art

1. Les ouvrages de transport (les conduites) : Tuyaux en P.V.C avec des diamètres différents.
2. Organes accessoires du réseau :

   - Robinet vannes : Ils sont installés au niveau des chambres de sectionnement, des chambres de purges et des bornes fontaines.
   - Chambre de ventouse (C.V) avec différentes altitudes.
   - Chambre de purges (C.P) installés à des différentes altitudes.

3. Les bornes fontaines :
4. Les ouvrages de stockage et de régulation (réservoirs)

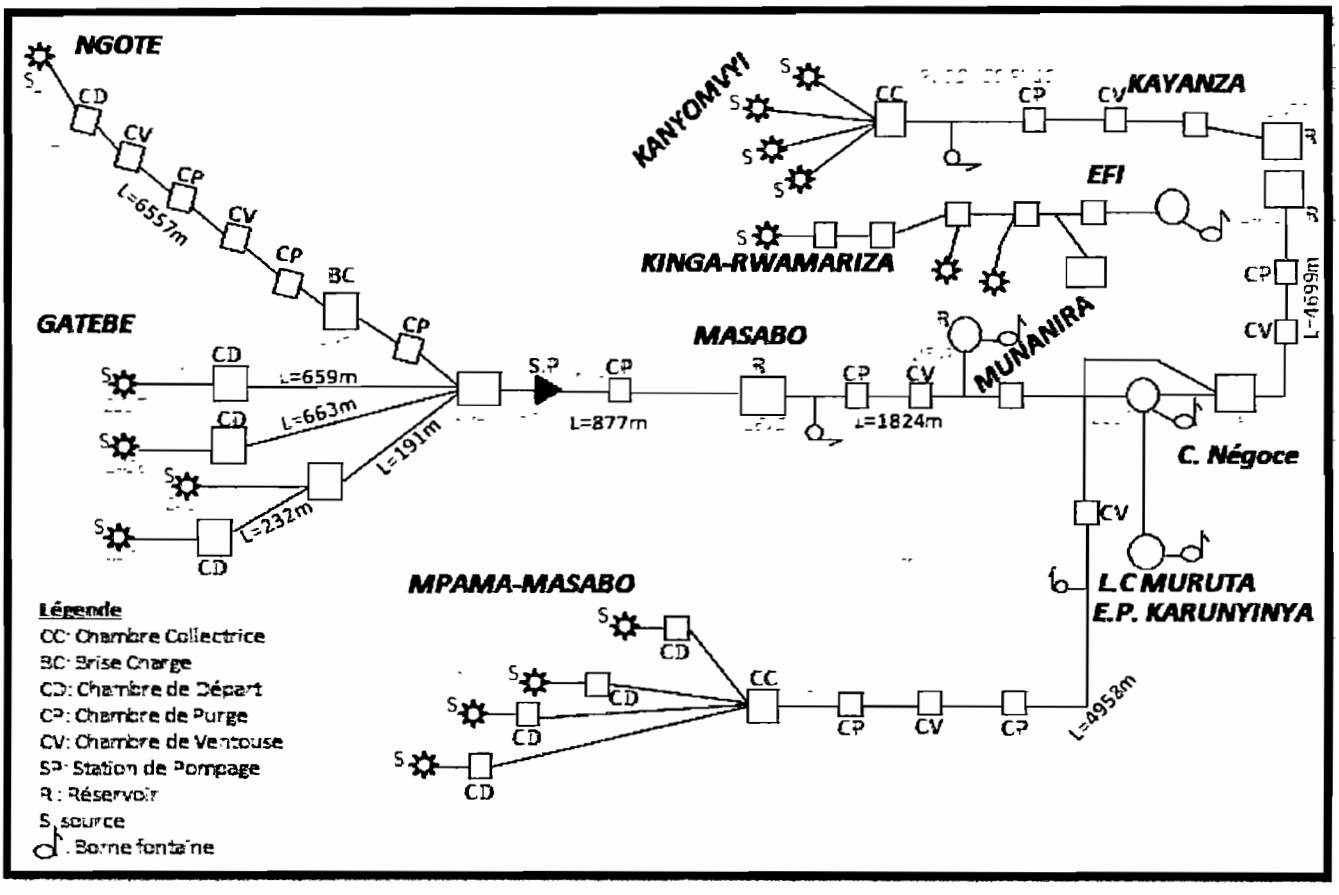
Les réservoirs sont classés comme suit :

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

Signalons ensuite que les réservoirs peuvent avoir une forme

1. cylindrique
2. parallélépipédique
3. ellipsoïde

IV.3. Schéma des réseaux existants



IV.4. Exploitation et Problème des réseaux existants

IV.4.1. Exploitation des réseaux existants

Les réseaux d'alimentation en eau potable existants au centre urbain de Kayanza sont exploités par la REGIDESO. La ville connait une augmentation de la population et des travaux de développement ; ce qui fait que les réseaux existants ne couvrent pas toute la ville de Kayanza. Actuellement on a 900 abonnés avec Branchement Particuliers.

IV.4.2. Problème des réseaux existants

a. Insuffisance d'eau

L'eau au centre urbain de Kayanza n'est pas présente en grande quantité. Il n'y a pas des sources à capter qui sont proches de la ville. Pour ces réseaux existants, leurs captages se trouvent dans la commune Muruta ; ce qui exige une longue distance.

b. Dégâts causés par cette insuffisance

L'insuffisance d'eau au centre urbain de Kayanza cause des dégâts énormes entre autre les maladies liées à l'hygiène. Il y a également le manque d'entretien des infrastructures hydrauliques existantes dû aux faibles contributions des utilisateurs.
Le raccordement des ouvrages existants fait partie des agents causals des dégâts.

c. Constants personnels

On constate que suite à l'insuffisance d'eau et aux dégâts causés par cette dernière, le gouvernement doit s'y investir en cherchant des intervenants en matière d'eau et en obligeant la REGIDESO d'entretenir les infrastructures hydrauliques existantes et d'envisager une technologie appropriée pour les captages d'autres sources.

III ème PARTIE : AMÉLIORATION DES CAPACITÉS EXISTANTES ET CALCULS DES OUVRAGES DE STOCKAGE ET DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

CHAPITRE V : RENFORCEMENT DES RÉSEAUX EXISTANTS.

V.1. Captage

V.1.1. Description des sources à capter

Les sources à capter sont au nombre de six et se trouvent sur la colline Ruvumu en commune Muruta sur une distance de 15km du centre urbain de Kayanza. Le débit total de ces sources est de 13 ,5 l /s
Les quantités produites par ces sources sont :

SOURCES(S)	DÉBITS (l/s)	ALTITUDES (m)
S1 (RUGENDWA)	0,6	2416
S2 (NYARUYAGA)	0,6	2233
S3 (GASARA)	0,3	2083
S4 (NKOMERO)	6	2350
S5 (NYABUJISHI)	3,6	2372
S6 (NYABUJISHI)	2,4	2270

V.1.1.1. Nature des sources

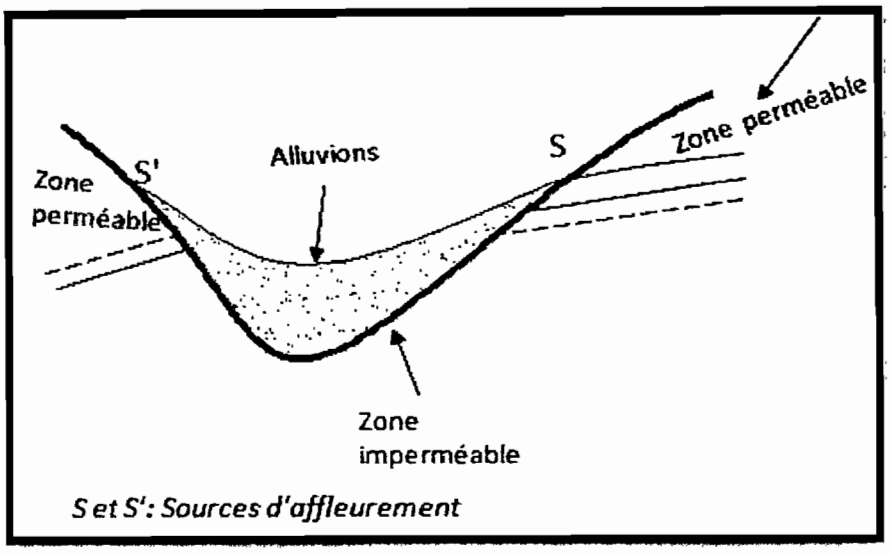
La source constitue l'exutoire de nappe phréatique ou du gisement. Son débit varie selon la nature des terrains dans lesquels l'eau circule. La perméabilité du terrain, la porosité des grains, le sol et le degré de rétention de l'eau influent sur le débit de la partie de l'eau sur la source.

V.1.1.2. Classification des sources.

Dans la nature, les sources se présentent sous trois formes principales :

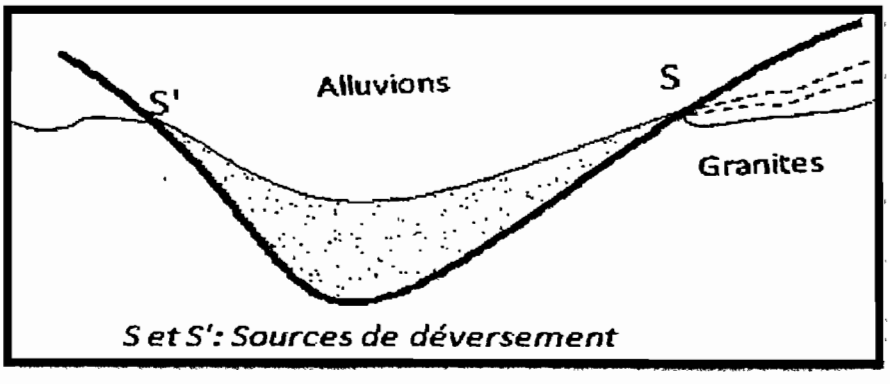
1°. Source d'affleurement

Les sources d'affleurement sont les résultats de l'apparition de l'eau le long de la surface topographique de l'assise imperméable qui supporte la nappe. Elles sont intéressantes à capter à cause de leur débit important et aussi tarissent rarement.



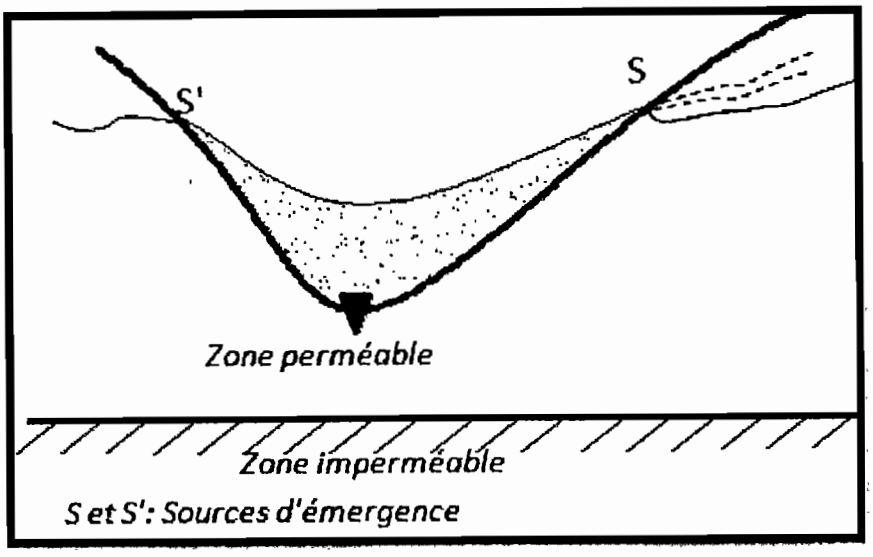
2°. Source de déversement.

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



3°. Source d'émergence.

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



V.1.2. Choix de la méthode de captage

On construit le captage en deux parties à savoir :

- une partie perméable dans laquelle l'eau entre avec une pente de 2% : drainage ;
- une partie imperméable : le barrage.

Après avoir terminé la construction du captage, il est nécessaire de construire la protection des ouvrages et cela pour :

- la protection contre les eaux de ruissellement ;
- la protection contre les accès non autorisés dans la zone de captage.

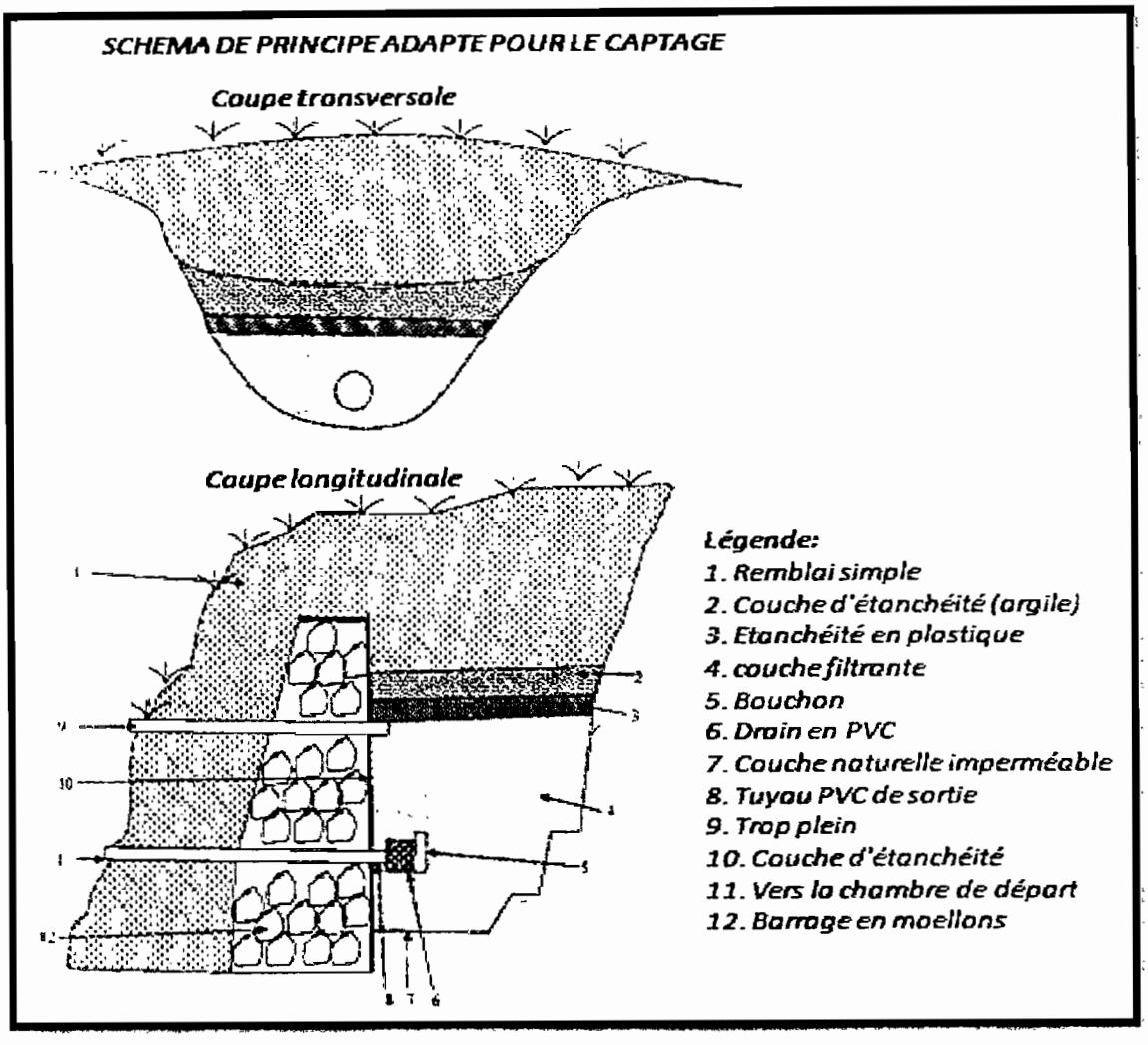
Notre captage comprendra les chambres de départ et les périmètres de protection clôturé. Du fait que le captage est le cœur de l'adduction en eau potable, on attachera une grande importance à ce que sa construction soit très bien exécutée.
Les détails des captages sont donnés sur les schémas suivants :

V.1.3. Type de captage

On sait déjà qu'il existe deux sortes d'alimentions ou d'adduction à savoir :

- alimentation par pompage
- alimentation par gravité

Dans le cas présent, nous allons utiliser une alimentation par gravité car dans le système gravitaire, le point décapage se trouve sur une altitude supérieure à celle du réservoir ou du centre à alimenter. Signalons que ce système est plus économique et les conduites ne subissent pas des coups de Bélier.
Néanmoins, la pollution de l'eau à l'air libre est plus remarquable.



V.2. Etude du tracé du réseau

V.2.1. Introduction

En ce qui concerne l'étude du tracé, on doit établir plusieurs essais par lesquels, on préfère celui qui possède beaucoup d'avantage. La topographie d'une zone de projet d'adduction est analysée par les levers topographiques qui nous aident à trouver les altitudes des différents points du tracé, la longueur du réseau projeté ainsi que les coordonnées géographiques de la zone du projet ; par conséquent, deux appareils peuvent être utilisés à savoir le Théodolite et le G.P.S.

Le G.P.S. Est un appareil électronique qui fonctionne en communication avec les satellites pour pouvoir lire la longitude, la latitude, l'altitude et la distance entre les deux points du tracé. Nous avons utilisé le G.P.S dans notre cas tout en suivant les figures situées sur la carte géographique de la province Kayanza[12].

12Source: I.GE.BU

Les précautions à tenir en compte pour l'étude du tracé sont :

1. détermination du tracé le plus direct entre la source et le réservoir ;
2. emprunter la proximité des voies publiques pour protéger les propriétés de la population ;
3. il faut que les conduites soient enterrées pour bien assurer la protection ;
4. vérifier que le profil piézométrique se maintient au dessus du sol pour assurer que la conduite reste constamment pleine ;
5. prévoir des profondeurs et des sur profondeur afin de limiter des points hauts ;
6. éviter des tracés à profil horizontal et les substituer avec un profil des montés lentes ;
7. prévoir aussi des ventouses sur les points hauts et des décharges aux points bas du réseau et si possible des chambres d'équilibre sur les décentes ;
8. protéger la conduite contre les charges supérieures à celles pour lesquelles est prévue ;
9. prévoir des brises charge pour la pression dans le cas des surpressions.

V.2.2. Plan d'ensemble du réseau

Le plan d'ensemble du réseau est la détermination de l'allure de l'axe de ce réseau suivant une vue en plan. Le tracé empruntera de préférence les accotements des routes tout en respectant un élargissement éventuel, ce qui obligera peut être à adopter un tracé à travers champ ou à empiéter les propriétés des privés. L'approvisionnement des conduites des chantiers de pose et leurs accessoires ainsi que des réparations éventuelles seront aussi facilités.

V.2.3. Le profil en long du réseau

Le profil en long d'un réseau est la coupe verticale de l'axe du réseau. On y distingue le profil de l'adduction et la ligne piézométrique. Le profil en long est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau à chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'attendrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

CHAPITRE VI : CALCULS DE LA CAPACITÉ DES RÉSERVOIRS ET DU DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION

VI.1. Généralités sur le stockage de l'eau.

Les objectifs du réservoir sont :

- La régulation de la production d'eau et la sécurité de distribution ;
- La compensation des fluctuations horaires de consommation ;
- L'obtention d'une pression à peu près régulière dans les conduites ;
- La mise en réserve d'un certain volume pour des cas spéciaux ;
- Assurer une pression suffisante dans tout point du réseau de distribution.

VI.2. Calculs de la capacité des réservoirs de distribution.

La capacité du réservoir R est égale au volume qui entre diminué du volume qui sort pour un intervalle de temps déterminé.. On prendra 24 heures.

Vol E=$\int_0^T QE(t)dt$ ***(Formule VI.1)***

Vol S=$\int_0^T QS(t)dt$ ***(Formule VI.2)***

Res=$\int_0^T (QE - QS)(t)dt$ ***(Formule VI.3)***

Où $\begin{cases} Vol\ E: volume\ de\ l'eau\ entrant \\ Vol\ S: volume\ de\ l'eau\ sortant; \\ RES: capacité\ du\ réservoir; \\ QE(t): Débit\ instantané\ qui\ entre; \\ QS(t): Débit\ instantané\ qui\ sort. \end{cases}$

Les coefficients horaires pris en compte des variations horaires des consommations sont différentes suivant que le réservoir est en milieu rural ou en milieu urbain. Les tableaux suivants nous donnent les coefficients horaires en fonction du temps :

Milieu urbain :

TEMPS (h)	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
COEFFICIENTS	0	0,3	2,0	1,0	1,5	1,7	0,15	0

Milieu rural :

TEMPS(h)	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
COEFFICIENTS	0,2	0,3	2,0	1,2	2,1	1,8	1,0	0'5

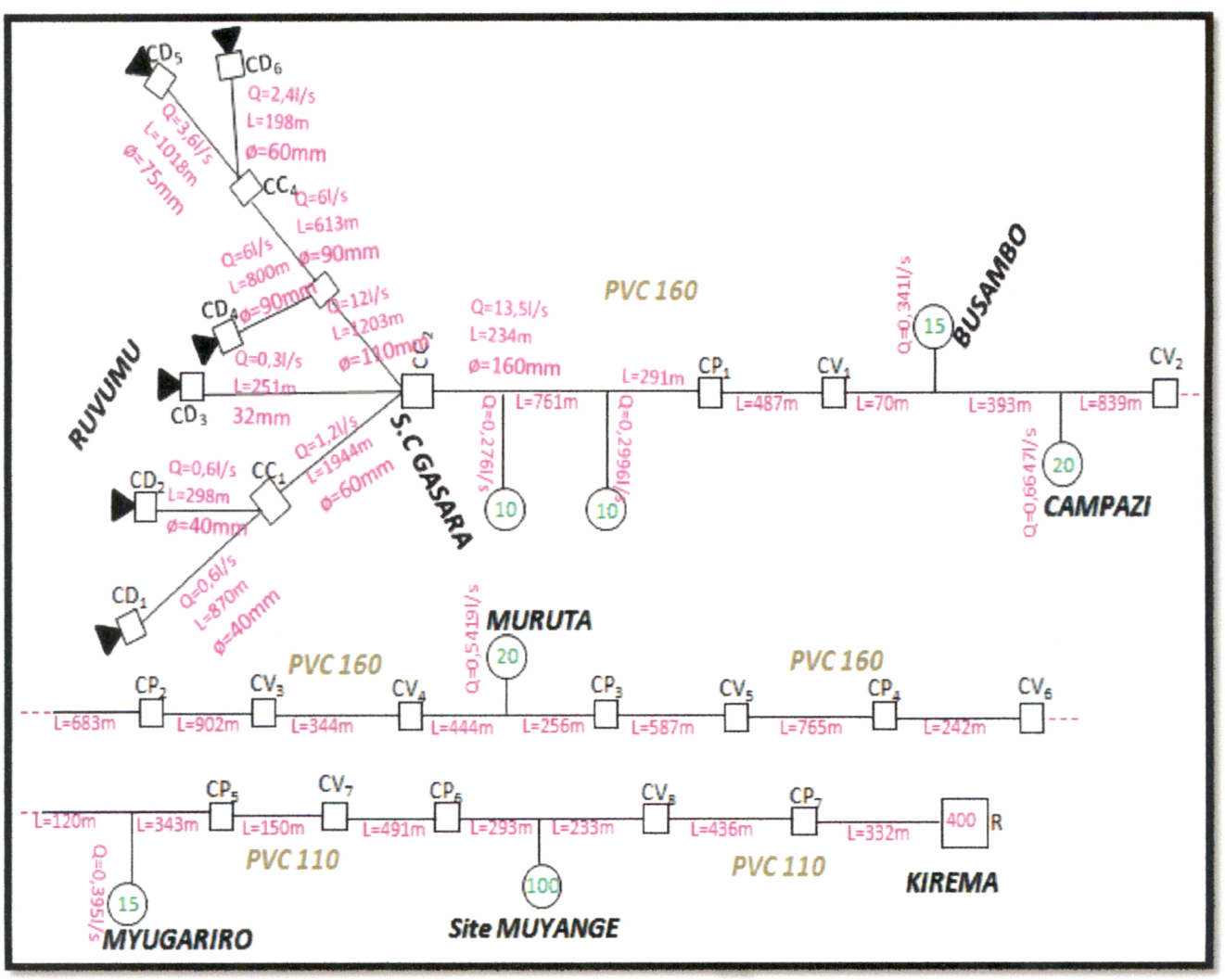
VI.2.1. Calcul proprement dit

Dans les tableaux ci-après, les symboles suivants seront utilisés :

: débit entrant
: débit sortant
Vol E, P : volume entrant partiel
Vol E, C : volume entrant cumulé
Vol S, P : volume sortant partiel
Vol S, C : volume sortant cumulé
Ch : Coefficient horaire.

VI.2.2. Schéma du fonctionnement du nouveau réseau

Pour la satisfaction des besoins en eau potable, nous avons juge bon d'utiliser le schéma suivant pour le fonctionnement et l'agencement de notre réseau de renforcement depuis le captage jusqu'au réservoir de stockage.



a. Réservoirs pour les villageois sous colline GASARA : Q_E= 0,996 m³/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	1,992	1,992	0,0	0	0	0	+1,992
2-6	**3,984**	**5,976**	**0,3**	**0,299**	**1,196**	**1,196**	**+4,780**
6-7	0,996	6,972	2,0	1,992	1,992	3,188	+3,784
7-12	4,980	11,952	1,0	0,996	4,980	8,168	+3,784
12-14	1,992	13,944	1,5	1,494	2,988	11,156	+2,788
14-19	**4,980**	**18,924**	**1,7**	**1,693**	**8,465**	**19,621**	**-0,697**
19-22	2,988	21,928	0,15	0,149	0,447	20,068	+1,860
22-24	1,992	23,920	0,0	0	0	20,068	3,852

Capacité théorique=|+4,780|+|-0,697| = 5,477m^3
Capacité pratique=5,477m^3*1,5= 8,216m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 10 m^3

b. Réservoir pour les villageois sous colline RUVUMU : Q_E= 1,077 m³/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	2,154	2,154	0	0	0	0	2,154
2-6	**4,308**	**6,462**	**0,3**	**0,3231**	**1,2924**	**1,2924**	**5,1696**
6-7	1,077	7,539	2	2,154	2,154	3,4464	4,0926
7-12	5,385	12,924	1	1,077	5,385	8,8314	4,0926
12-14	2,154	15,078	1,5	1,6155	3,231	12,0624	3,0156
14-19	**5,385**	**20,463**	**1,7**	**1,8309**	**9,1545**	**21,2169**	**-0,7539**
19-22	3,231	23,694	0,15	0,16155	0,48465	21,70155	1,99245
22-24	2,154	25,848	0	0	0	21,70155	4,14645

Capacité théorique=|+5,169|+|-0,754| = 5,923m^3
Capacité pratique=5,953m^3*1,5= 8,882m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 10 m^3

c. Réservoirs pour les villageois de la colline BUSAMBO : Q_E=1,228m^3/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	2,456	2,456	0,0	0	0	0	+2,456
2-6	**4,912**	**7,368**	**0,3**	**0,364**	**1,456**	**3,912**	**+5,912**
6-7	1,228	8,596	2,0	2,456	2,456	3,912	+4,684
7-12	6,140	14,736	1,0	1,228	6,140	10,052	+4,684
12-14	2,456	17,192	1,5	1,842	3,684	13,736	+3,456
14-19	**6,140**	**23,332**	**1,7**	**2,088**	**10,438**	**24,174**	**-0,842**
19-22	3,684	27,016	0,15	0,184	0,552	24,726	+2,290
22-24	2,456	29,472	0,0	0	0	24,726	+4,746

Capacité théorique= (|+5,912| +|-0,842|) m^3 =6,754m^3
Capacité pratique=6,754m^3*1,5= 10,131m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 15 m^3

d. Réservoirs pour les villageois de la colline CAMPAZI: Q_E=2,393m^3/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	4,786	4,786	0	0	0	0	4,786
2-6	**9,572**	**14,358**	**0,3**	**0,7179**	**2,8716**	**2,8716**	**11,4864**
6-7	2,393	16,751	2	4,786	4,786	7,6576	9,0934
7-12	11,965	28,716	1	2,393	11,965	19,6226	9,0934
12-14	4,786	33,502	1,5	3,5895	7,179	26,8016	6,7004
14-19	**11,965**	**45,467**	**1,7**	**4,0681**	**20,3405**	**47,1421**	**-1,6751**
19-22	7,179	52,646	0,15	0,35895	1,07685	48,21895	4,42705
22-24	4,786	57,432	0	0	0	48,21895	9,21305

Capacité théorique= (|+11,486|+|-1,675|) m^3 =13,143m^3
Capacité pratique=13,143m^3*1,5=19,715 m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 20 m^3

e. Réservoir pour le centre de négoce de la colline Muruta Q_E= 1,951m³/h

Temps(h)	Vol E, P (m³)	Vol E, C (m³)	Ch.	Q_S (t) (m³/h)	Vol S, P (m³)	Vol S, C (m³)	VE, C-VS, C
0-2	3,902	3,902	0,2	0,390	0,780	0,780	+3,122
2-6	**7,804**	**11,706**	**0,3**	**0,585**	**2,340**	**3,120**	**+8,586**
6-7	1,951	13,657	2,0	3,902	3,902	7,022	+6,6635
7-12	9,755	23,412	1,2	2,341	11,705	18,727	+4,685
12-14	3,902	27,314	2,1	4,097	8,194	26,921	+0,423
14-19	**9,755**	**37,069**	**1,8**	**3,512**	**17,560**	**44,481**	**-7,412**
19-22	**5,853**	**42,922**	**1,0**	**1,951**	**5,853**	**50,334**	**-7,412**
22-24	3,902	46,824	0,5	0,976	1,952	52,286	-5,462

Capacité théorique= (|+8,586|+|-7,412|) m³=15,998 m³
Capacité pratique= 15,998m³*1,5= 23,997 m³
Soit un réservoir de capacité standard de 25 m³

f. Réservoirs pour les villageois de la colline MYUGARIRO : Q_E=1,422m³/h

Temps(h)	Vol E, P (m³)	Vol E, C (m³)	Ch.	Q_S (t) (m³/h)	Vol S, P (m³)	Vol S, C (m³)	VE, C-VS, C
0-2	2,844	2,844	0	0	0	0	2,844
2-6	**5,688**	**8,532**	**0,3**	**0,4266**	**1,7064**	**1,7064**	**6,8256**
6-7	1,422	9,954	2	2,844	2,844	4,5504	5,4036
7-12	7,11	17,064	1	1,422	7,11	11,6604	5,4036
12-14	2,844	19,908	1,5	2,133	4,266	15,9264	3,9816
14-19	**7,11**	**27,018**	**1,7**	**2,4174**	**12,087**	**28,0134**	**-0,9954**
19-22	4,266	31,284	0,15	0,2133	0,6399	28,6533	2,6307
22-24	2,844	34,128	0	0	0	28,6533	5,4747

Capacité théorique= (|+6,825| +|-0,995|) m³= 7,819 m³
Capacité pratique= 7,819 m³*1,5= 11,729 m³
Soit un réservoir de capacité standard de 20 m³

g. Réservoir du site de MUYANGE (centre urbain) Q_E= 5,530m^3/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	11,060	11,060	0,2	1,106	2,212	2,212	8,848
2-6	**22,120**	**33,180**	**0,3**	**1,659**	**6,636**	**8,848**	**24,332**
6-7	5,530	38,710	2,0	11,060	11,060	19,908	18,802
7-12	27,650	66,360	1,2	6,636	33,180	53,088	13,272
12-14	11,060	77,420	2,1	11,613	23,226	76,314	1,106
14-19	**27,650**	**105,070**	**1,8**	**9,954**	**49,770**	**126,084**	**-21,014**
19-22	**16,590**	**121,660**	**1,0**	**5,530**	**16,590**	**142,674**	**-21,014**
22-24	11,060	132,720	0,5	2,765	5,530	148,204	-15,484

Capacité théorique= (|+24,332| +|-21,014|) m^3= 45,346 m^3
Capacité pratique= 45,346 m^3* 1 ,5 = 68,019 m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 100 m^3

h. Réservoir de stockage pour le centre urbain de Kayanza Q_E= 75,362m^3/h

Temps(h)	Vol E, P (m^3)	Vol E, C (m^3)	Ch.	Q_S (t) (m^3/h)	Vol S, P (m^3)	Vol S, C (m^3)	VE, C-VS, C
0-2	150,724	150,072	0,2	15,072	30,144	30,144	+120,580
2-6	**301,448**	**452,172**	**0,3**	**22,609**	**90,436**	**120,580**	**+331,592**
6-7	75,362	527,534	2,0	150,724	150,724	271,304	+256,230
7-12	376,810	904,344	1,2	90,434	452,170	723,474	+180,870
12-14	150,724	1055,068	2,1	158,260	316,520	1039,994	+15,074
14-19	**376,810**	**1431,878**	**1,8**	**135,652**	**678,260**	**1718,254**	**-286,376**
19-22	**226,086**	**1657,964**	**1,0**	**75,362**	**226,086**	**1944,340**	**-286,376**
22-24	150,724	1808,688	0,5	37,681	18,841	1963,181	-154,493

Capacité théorique= (|+331,592| +|-286,376|) m^3= 617,968 m^3
Capacité pratique= 6617,968 m^3+ 120 m^3 = 737,968m^3
Soit un réservoir de capacité standard de 1000 m^3
Signalons que 120 m^3 est la réserve pour incendie préconisée dans les milieux urbains

Pour notre projet, nous allons dimensionner un réservoir de 400m^3
Puisque à Kayanza il y a deux réservoirs de stockage métallique l'un de 200 m^3
Et l'autre de 150m^3.

VI.2.3. Dimensionnement des réservoirs en béton armé.

Pour le dimensionnement des réservoirs, on tiendra compte de la hauteur d'eau au-dessus du radier, de la hauteur utile d'eau partant du volume d'eau dans le réservoir.

a. Diamètre du réservoir

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

$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}}$ ou $D = 1{,}405\sqrt{V}$ ***(Formule VI.4)***

Où { V: volume du réservoir en m^3
D: diamétre intérieur en m

b. la hauteur

On distingue :

- La hauteur utile $h = 0{,}46 * D$ Où { h = hauteur utile en m
D: diamètre intérieur en m ***(Formule VI.5)***

La hauteur libre h_1 : il s'agit de la hauteur entre le niveau d'eau et le bord supérieur du réservoir. Elle est comprise entre 0,5m et 0,2m. Nous proposons une hauteur de 0,35m qui est la moyenne de deux.

La hauteur totale $H = h + h_1$ ***(Formule VI.6)***

Où { H: Hauteur totale du réservoir en m;
h: hauteur utile en m
h: hauteur libre en m

Avec ces différentes formules, nous obtenons les caractéristiques des réservoirs proposés suivants :

VOLUME (m^3)	DIAMÈTRE INTÉRIEUR	DIAMÈTRE EXTÉRIEUR	ÉPAISSEUR DES PAROIS	HAUTEUR INTÉRIEUR	EPAISSEUR DE LA DALLE(d)	N^{bre} de POTEAU
10	3,02	3,62	0,3	1 ,38	13	-
15	3,46	4,06	0,3	1,89	14	-
20	3,81	4,41	0,3	2,5	15	-
25	4,10	4,70	0,3	2,02	16	-
100	6,5	7,1	0,3	2 ,50	11	1
400	10,4	11,2	0,4	4,71	9	9

VI.2.3.1. Réservoir de 10 m^3

a. Dimensionnement de la dalle

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

Le diamètre de la dalle=3,02+ (0,3*2)=3,8m.

Si on a : $\frac{lx}{ly} \geq 2$, on a une dalle qui porte dans une seule direction.

Si $\frac{lx}{ly} < 2$, on a la dalle qui porte dans deux directions.

Avec lx qui est la longueur de la dalle dans le sens de la plus petite portée et ly qui est la longueur de la dalle dans le sens de la plus grande portée.

Comme nous avons un réservoir circulaire, la dalle aussi sera circulaire et sera étudié comme elle est carrée dont le coté est égal au diamètre du réservoir.

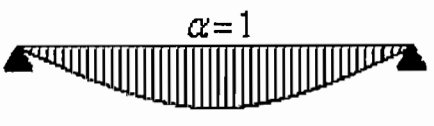
On aura finalement $lx = ly$=3,8+ (0,01*2) m=3,82m.

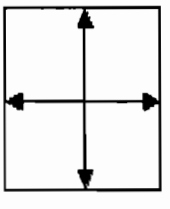
Selon la norme DIN1045, la hauteur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$h \geq \frac{\alpha * l}{35}$ dans tous les cas, avec x qui est fonction des conditions aux appuis.

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

Pour notre cas α=1





$h \geq \frac{1*3,82}{35}$=0,109m=10,9cm. On adopte h=11cm.

La hauteur minimale de la dalle d sera donnée par d=h+e+ $\frac{1}{2}\Phi s$

Pour notre cas, Φs=1 cm.

D'où d=11 cm+1,5 cm+1*$\frac{1}{2}$ cm=13 cm.

b. Calculs des charges

- Le poids propres ou charge permanente qui est compose du béton arme de 25 KN/ m^3.

  G=γb*d avec : γb=poids volumique du béton

  d= hauteur utile.

  G=25 KN/ m^3*0,13 m=3,25 KN/m^2
- Les surcharges ou charges d'exploitation p= 2 KN/m^2 car n suppose que 2 personnes peuvent assurer l'entretien.
- La charge pour le revêtement Δg=1,5 KN/m^2.

La charge totale sera donnée par la relation : q=G+p+Δg = (3,25+2+1,5) KN/m^2=6,75 KN/m^2

c. Calcul des sollicitations

Puisque $lx = ly$=3,82 m, on a le rapport $\frac{lx}{ly}$=1 ; ce qui donne : fx^0=fy^0=20,0

Avec fx^0 et fy^0 sont les coefficients de calcul des moments pour le dimensionnement qui est basé sur la méthode forfaitaire proposée par PIEPER et MARTENS pour le calcul des dalles continues sans charge uniformément reparties.

c.1.Calcul des moments en travées

$m_{tx}=\frac{q*lx^2}{fx0}$ et $m_{ty}=\frac{q*lx^2}{fy0}$ avec: $\begin{cases} m_{tx} = \text{moment en travées dans le sens de x} \\ m_{ty} = \text{moment en travées dans le sens de y} \end{cases}$

On a alors $m_{tx}= m_{ty} = \frac{6,75KN/m^2*(3,82m)^2}{20} = 4,92493KN/m$

c.2. Détermination de la section des armatures.

$m_{sx}=\frac{m_{tx}}{b*d^2*fcu}$ et $m_{sy}=\frac{m_{ty}}{b*d^2*fcu}$

$A_{sx}=\frac{w_2*b*h}{fe/fcu}$ et $A_{sy}=\frac{w_2*b*h'}{fe/fcu}$

Avec :
- fcu: résistance de alcul du béton; pour B25, $fcu = 17500KN/m^2$
- Asx: section des aciers dans le sens de x;
- Asy: section des aciers dans le sens de y;
- b = argeur de la dalle;
- $h' = h - \frac{1}{2}\Phi s = 13\ cm - 0,5cm = 12,5cm$;
- fe: limite d'élasticité des aciers utilisés;
- $\omega 2$: coeficcient dans le tableau en fonction des moment

Nous allons utiliser les aciers Bst420/500 et le béton B25.

$m_{sx}=\frac{4,9243}{1*(0,13)^2*17500}$=0,01665

$m_{sy}=\frac{4,92493}{1*90,125)^2*17500}$=0,01801

ω_2 pour m_{sx} =0,01665

ω_2=0,018+$\frac{0,019*0,00665}{0,01}$=0,030635

ω_2 pour m_{sy}=0,018011

$\omega_2$0,018 + $\frac{0,019*0,008011}{0,01}$=0,33220

$A_{sx}=\frac{0,030635*1*0,11}{24}$ = 0,000140 m^2/m soit 1,40 cm^2/m

$A_{sy}=\frac{0,033220*1*0,105}{24}$ = 0,000145 m^2/m soit 1,41 cm^2/m

Choit des armatures : $\begin{cases} 6Ø6 \\ St = 20\ cm \\ As\ eff = 1,45cm^2/m \end{cases}$ et $\begin{cases} 6Ø6 \\ St = 20\ cm \\ As\ eff = 1,45cm^2/m \end{cases}$

d. **Dimensionnement du radier de fondation.**

Le radier est une dalle en béton armé. Il est calculé comme un plancher dalle (dalle de couverture) et doit supporter :
-son poids propres appelé charge permanente ;
-la surcharge due à l'eau et celle transmise parmi la paroi qui reçoit à son tour la charge de couverture.

d.1. La charge permanente

La charge permanente est g=γb*d+0,7KN/m^2
Prenons : d=0,30m
h=d-$\frac{1}{2}Øs$= (0,30-0,06)*1m=0,24m
g=(25*0,3) KN/ m^2+0,7KN/m^2

d.2. La charge d'exploitation

-Pression de l'eau : $P_e=\delta_\omega$*Heau

Avec : $\begin{cases} \delta_\omega : \text{masse volumique de l'eau} = 10KN/\ m3 \\ Heau : \text{hauteur de l'eau dans le réservoir} \end{cases}$

On a alors : P_e= 10 KN/ m^3*1,3892m=13,892 KN/ m^2
-Poids du mur=δ_{mur} *e*d*h*4
On a alors le poids du mur=22,6 KN/ m^3*0,3m*3,82m*1,3892=195,72KN
-Poids de l'enduit + étanchéité=0,7KN/m^2*(3,82*4*1,8892) m^2=20,0KN.
-Poids de la dalle=6,75 KN/m^2*(3,82m)^2=98,49KN
Poids total= (98,49+195,72=20,2) KN=314,41KN.
-La pression totale sous la paroi est :
$P=\frac{Poids\ total}{(4*e*Dext)m^2}=\frac{314,41KN}{(4*3,82*0,3)m^2}$=68,59KN/$m^2$

Nous remarquons que la pression totale sous les parois est beaucoup plus importante que celle de l'eau. Pour dimensionner, nous allons prendre une largeur égale à la pression sous la paroi. Donc P=68,59KN/m^2.
Et la charge totale q=G+P
q= (8,2+68,59) KN/m^2=76,59 KN/m^2

d.3 . Calcul des sollicitations.

Comme $\frac{ly}{lx}=\frac{3,82}{3,82}=1$; on a : $fx^0 = fy^0 = 20,0$

$m_{tx} = m_{ty}$ $=76,79*\frac{3,82^2}{20}=56,03$KN/m.

Détermination de la section des armatures

$m_{sx}=\frac{m_{tx}}{b*d^2*fcu}=\frac{56,03}{1*(0,24)^2*17500}=0,0555$

Calcul de ω_2 pour msx=0,0555

$\omega_2=0,094+\frac{0,02*0,0055}{0,01}=0,105$

$A_{sx}=\frac{0,105*1*0,24}{0,01}=0,00105m^2$/m

Nous choisissons : $7\emptyset14; St = 14,5$cm; Aseff $= 10,62$m^2/m

$m_{sy}=\frac{m_{ty}}{b*d^2*fcu}=\frac{56,03}{1*(0,235)^2*17500}=0,05797$

Calcul deω_2 pour msy=0,05797

$\omega_2=0,094+\frac{0,094*0,00797}{0,01}=0,10994$

$A_{sx}=\frac{0,10994*1*0,235}{24}=0,00107649$ m^2/m soit $10,77cm^2$/m

Nous choisissons les armatures :$10\emptyset12$; St $= 10,5$cm; Aseff $= 10,77$cm^2/m

VI.2.3.2. Réservoir de 15 m^3

$D=1,405\sqrt[3]{15}=3,46$m

Diamètre extérieur=3, 46+ (0, 3*2) m=4,06m.

a. Calcul des armatures

Comme vue dans le dimensionnement des réservoirs de 10 m^3

$l_x = l_y$=4,06+ (0,01*2) m=4,08m avec : $\begin{cases} l_x: \text{la plus petite portée de la dalle} \\ l_y: \text{la plus grande portée de la dalle} \end{cases}$

$\frac{l_y}{l_x}=\frac{4,08}{4,08}=1<2$ donc la dalle porte dans deux directions.

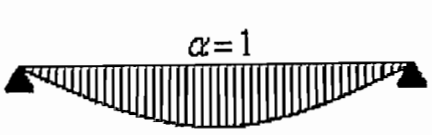
Selon la Norme DIN1045, la hauteur est donnée par la formule suivante :

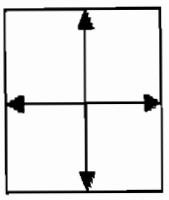
$h\geq\frac{\alpha*l}{35}$ dans tous les cas.

$h\geq\frac{(\alpha*l)^2}{150}$ si l'élément porte des cloisons.

$h\geq\frac{\alpha*l}{35}=\frac{1*4,08}{150}=0,116$m=11,6cm soit 12cm.

$d=h+e+\frac{1}{2}\emptyset s$ doc d=12cm=1, 5 cm+0,5cm=14cm





b. Calcul des charges.

-Le poids propres G=25KN/m^3*0,14m=3,5 KN/m^2
-La charge d'exploitation P=2 KN/m^2 Car nous considérons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.
–le revêtementΔ_g =1,5 KN/m^2
Et la charge totale de la dalle q=G+P+Δ_g
q= (3,5+2+1,5) KN/m^2=7 KN/m^2

c. Calcul des sollicitations

c.1. Calcul des moments en travées.

Nous avons une dalle carrée ce qui fait que $\frac{l_y}{l_x}$=1d'ou :$fx^0 = fy^0 = 20{,}0$

$$\left.\begin{aligned} m_{tx} &= \frac{q*l_x{}^2}{fx^0} \\ m_{ty} &= \frac{q*l_y{}^2}{fy^0} \end{aligned}\right\}$$ Or $l_x = l_y$ et $fx^0 = fy^0$ ce qui fait que:

$m_{tx} = m_{ty}$=$\frac{7KN/m^2*(4{,}08m)^2}{20}$=5,83KNm/m

c.2 .Détermination de la section des armatures.

m_{sx}=$\frac{m_{tx}}{b*d^2*fcu}$=$\frac{5{,}83}{1*(0{,}14)^2*17500}$=0,01699
m_{sy}=$\frac{m_{ty}}{b*d^2*fcu}$=$\frac{5{,}83}{1*(0{,}135)^2*1750}$=0,01827
0
Calcul de ω_2 pour msx=0,01699
$\omega_2 = 0{,}018 + \frac{0{,}019*0{,}00699}{0{,}01}$=0,0313
Calcul de ω_2 pour msy=0,01827
$\omega_2 = 0{,}018 + \frac{0{,}019*0{,}00827}{0{,}01}$=0,0337
A_{sx}=$\frac{0{,}0313*1*0{,}14}{24}$=0,000182m^2/m soit 1,82cm^2/m Nous choisissons les armatures :7Ø6; St = 15,5cm; As eff = 1,82cm
A_{sy}=$\frac{0{,}0337*1*0{,}135}{24}$=0,0001895m^2/m soit 1,895cm^2/m
Nous choisissons les armatures :7Ø6; St = 14,5cm; As eff = 1,95cm

d. Dimensionnement du radier de fondation

d.1. Calcul des charges.

- La charge permanente est g=γb*d+0,7KN/m^{2}Prenons : d=0,30m

h= d-$\frac{1}{2}$Øs= (0, 30-0,06)*1m=0,24m

g= (25*0, 3) KN/ m^2+0,7KN/m^2= 8,2KN/m^2

d.2. La charge d'exploitation

-Pression de l'eau : $P_e=\delta_\omega$*Heau

*On a alors : P_e= 10 KN/ m^3*1,5916 m=15,916 KN/ m^2*

-Poids de la dalle=δ_{mur} *e*d*h*4

On a alors le poids du mur=22,6 KN/ m^3*0,3m*4,06m*1,8916=208,279KN

-Poids de l'enduit + étanchéité=0,7KN/m^2*(4,06*4*1,8916) m^2=21,504KN.

-Poids de la dalle=6,75 KN/m^2*(4,06m)^2=115,3852KN

Poids total= (208,279+115,3852+21,504) KN=345,1682KN.

-La pression totale sous la paroi est :

$P=\frac{Poids\ total}{(4*e*Dext)m^2}=\frac{345,1682KN}{(4*4,06*0,3)m^2}$=70,847KN/m^2

Nous constatons que la charge des parois provoque une pression beaucoup plus grande sur le radier par rapport à la charge de l'eau. Donc, pour dimensionner on utilise la charge P=70,847KN/m^2.

Et la charge totale sera de q=G+P

q= (8,2+70,847) KN/m^2=79,047 KN/m^2

d.3. Calcul des sollicitations.

Comme notre dalle est carrée, $\frac{ly}{lx}=\frac{4,08}{4,08}$=1 ; on a :$fx^0 = fy^0 = 20,0$

$m_{tx} = m_{ty} = \frac{79,047*(4,08)^2}{20}$=65,792 KN.m

d.3.1. Détermination de la section des armatures

$m_{sx}=\frac{m_{tx}}{b*d^2*fcu}=\frac{65,792KNm/m}{1*(0,24)^2*17500}$=0,0653

Calcul de ω_2 pour msx=0,0653

ω_2=0,114+$\frac{0,02*0,0053}{0,01}$=0,1246

$A_{sx}=\frac{0,1246*1*0,24}{24}$=0,001202m^2/m=12,02$cm^2$/m

Nous choisissons : 12Ø12; St = 9,0cm; Aseff = 12,57cm^2/m

$m_{sy}=\frac{65,792}{1*(0,235)^2*17500}$=0, 0680

Calcul deω_2 pour msy=0,0680

ω_2=0,114+$\frac{0,02*0,0081}{0,01}$=0, 001246

m_{sy} =$\frac{0,1302*1*0,235}{24}$=0, 001274$m^2$/m soit 12,74$cm^2$/m

Nous choisissons les armatures :12Ø12; St = 8,5cm; Aseff = 13,31cm^2/m

VI.2.3.3. Réservoir de 20 m^3

D=1,405$\sqrt[3]{20}$=3,81m

Diamètre extérieur=3, 81+ (0,3*2) m=4,41m.

H=0,46*D avec : { H = hauteur total du réservoir en m ; D = diamètre extéreur du réservoir en m }

Hu=0,46*4,41m=2,0286m.

a. **Calcul des armatures.**

Comme vue dans le dimensionnement des réservoirs de 10 m^3

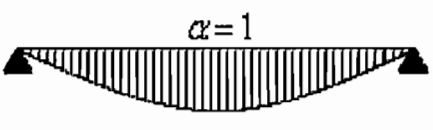
$l_x = l_y$=4,41+ (0,01*2) m=4,43m avec : { l_x: la plus petite portée de la dalle ; l_y: la plus grande portée de la dalle }

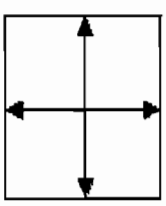
$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,41}{4,41}$=1< 2 donc la dalle porte dans deux directions.

Selon la Norme DIN1045, la hauteur est donnée par la formule suivante :

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

h≥ $\frac{(\alpha*l)^2}{36}$ si l'élément porte des cloisons.





h≥ $\frac{\alpha*l}{35}=\frac{1*4,43}{35}$=0,126m=12,6cm soit 13cm.

d=h + e+$\frac{1}{2}$Øs donc d=13cm+1, 5 cm+0,5cm=15cm

b. **Calcul des charges.**

-le poids propres G=25KN/m^3*0,15m=3,75 KN/m^2

_ La charge d'exploitation P=2 KN/m^2 Car nous considérons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.

–le revêtementΔ_g =1,5 KN/m^2

Et la charge totale de la dalle q=G+P+Δ_g

q= (3,75+2+1,5) KN/m^2=7,25 KN/m^2

c. Calcul des sollicitations

c.1. Calcul des moments en travées.

Nous avons une dalle carrée ce qui fait que $\frac{l_y}{l_x}$=1 d'où :$fx^0 = fy^0 = 20,0$

$$\left.\begin{aligned} m_{tx} &= \frac{q*{l_x}^2}{fx^0} \\ m_{sx} &= \frac{q*{l_y}^2}{fy^0} \end{aligned}\right\} \text{ Or } l_x = l_y \text{ et } fx^0 = fy^0 \text{ ce qui fait que:}$$

$$m_{tx} = m_{ty} = \frac{7,25KN/m^2*(4,43m)^2}{20} = 7,11KNm/m$$

c.2. Détermination de la section des armatures.

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b*d^2*fcu} = \frac{7,11}{1*(0,15)^2*17500} = 0,01805$$

$$m_{sx} = \frac{m_{ty}}{b*d^2*fcu} = \frac{7,11}{1*(0,145)^2*1750} = 0,01932$$

0

Calcul de ω_2 pour msx=0,01805

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,00805}{0,01} = 0,0332$$

Calcul de ω_2 pour m_{sy}=0,01932

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,0,00932}{0,01} = 0,0357$$

$$A_{sx} = \frac{0,0332*1*0,15}{24} = 0,0002075 \text{ m}^2/\text{m soit } 2,075\text{cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons les armatures :8Ø6; St = 13,5cm; As eff = 2,09cm

$$A_{sy} = \frac{0,0357*1*0,145}{24} = 0,0002156\text{m}^2/\text{m soit } 2,156\text{cm}^2/\text{m}$$

Nous choisissons les armatures :8Ø6; St = 13cm; As eff = 2,17cm

d. Dimensionnement du radier de fondation

d.1. Calcul des charges

- La charge permanente est $g=\gamma b*d+0,7KN/m^2$

Prenons : d=0,30m

h= $d-\frac{1}{2}\text{Øs}$= (0,30-0,06)*1m=0,24m

g= (25*0, 3) KN/ m^2+0,7KN/m^2= 8,2KN/m^2

d.2. La charge d'exploitation

-Pression de l'eau : $P_e=\delta_\omega$*Heau

On a alors : P_e= 10 KN/ m^3*1,7526 m=17,526 KN/ m^2

-Poids de la dalle=δ_{mur} *e*d*h*4

On a alors le poids du mur=22,6 KN/ m^3*0,3m*4,41m*2,086=243,719KN

-Poids de l'enduit + étanchéité=0,7KN/m^2*(4,41*4*2,0286) m^2=25,049KN.
-Poids de la dalle=6,75 KN/m^2*$(4,41m)^2$=140,998KN

Poids total=$\frac{\text{Pdalle+Poids du mur+Poids de l'enduit+étanchéité}}{(4*e*Dext)m^2}$

P.total=$\frac{140,994KN+243,719KN+25,049KN}{4*4,43*0,3m^2}$ = 77,081KN^2/m

Pour dimensionner, nous allons utiliser P=77,08 KN^2/m parce qu'elle est beaucoup plus importante par rapport à la charge de l'eau.

La charge totale sera donc q=g+p

q= (8,2+77,081) KN/m^2=85,281 KN/m^2

d.3. Calcul des sollicitations.

Comme notre dalle est carrée, $\frac{ly}{lx}=\frac{4,43}{4,43}$=1 ; on a :$fx^0 = fy^0 = 20,0$

Nous aurons ensuite :

$m_{tx} = m_{ty}=\frac{85,281*(4,43)^2}{20}$=83,681KNm/m

d.3.1.Détermination de la section des armatures

$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b*h^2*fcu}=\frac{83,681KNm/m}{1*(0,24)^2*17500}$=0,07503

Calcul de ω_2 pour msx=0, 07503

ω_2=0, 134+$\frac{0,02*0,00503}{0,01}$=0, 14406

$A_{Sx}=\frac{0,14406*1*0,24}{24}$=0,0014406$m^2$/m=14,40$m^2$/m

Nous choisissons : 14Ø12; St = 7,5cm; Aseff = 15,08cm^2/m

$m_{sy}=\frac{83,681}{1*(0,235)^2*17500}$=0, 07826

Calcul deω_2 pour msy=0,0782

ω_2=0,134+$\frac{0,02*0,00826}{0,01}$=0,15052

$A_{sxy}=\frac{0,15052*1*0,235}{24}$=0, 0014738$m^2$/m soit 14,73$cm^2$/m

Nous choisissons les armatures :14Ø12; St = 7,5cm; Aseff = 15,08cm^2/m

VI.2.3.4. Réservoir de 25 m^3

D=1,405$\sqrt[3]{25}$=4,10m

Diamètre extérieur=4,10+ (0,3*2) m=4,70m.

H=0,46*D avec :{ H = hauteur total du réservoir en m
D = diamètre extéreur du réservoir en m

Hu=0,46*4,70m=2,162m

a. **Calcul des armatures.**

Nous supposons une dalle carrée,

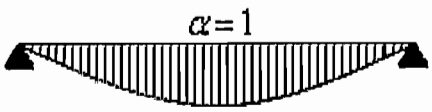
$l_x = l_y$=4,70+ (0,01*2) m=4,72m

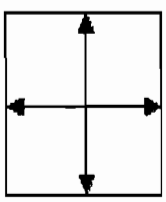
$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,72}{4,72}$=1< 2 donc la dalle porte dans deux directions.

Selon la Norme DIN1045, la hauteur est donnée par la formule suivante :

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

h≥ $\frac{(\alpha * l)^2}{36}$ si l'élément porte des cloisons.





h≥ $\frac{\alpha * l}{35}$=$\frac{1*4,72}{35}$=0,134m=13,4cm soit 14cm.

d=h + e+$\frac{1}{2}\emptyset s$ donc d=14cm+1, 5 cm+0,5cm=16cm

b.Calcul des charges.

-le poids propres G=25KN/m^3*0,16m=4,0 KN/m^2

- La charge d'exploitation P=2 KN/m^2 Car nous considérons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.

-le revêtementΔ_g =1,5 KN/m^2

Et la charge totale de la dalle q=G+P+Δ_g

q= (4+2+1,5) KN/m^2=7,5 KN/m^2

c.Calcul des sollicitations

c.1. Calcul des moments en travées.

Nous avons une dalle carrée ce qui fait que $\frac{l_y}{l_x}$=1 d'où :$fx^0 = fy^0 = 20,0$

$\left.\begin{array}{l} m_{tx} = \frac{q*l_x{}^2}{fx^0} \\ m_{ty} = \frac{q*l_y{}^2}{fy^0} \end{array}\right\}$ Or $l_x = l_y$ et $fx^0 = fy^0$ ce qui fait que:

$m_{tx} = m_{ty} = \frac{7,5KN/m^2*(4,72}{20}$=8,354 KN.m/m

c.2. Détermination de la section des armatures.

$m_{sx}=\frac{m_{tx}}{b*h^2*fcu}=\frac{8,354}{1*(0,16)^2*17500}=0,0243$

$m_{sy}=\frac{m_{ty}}{b*h^2*fcu}=\frac{8,354}{1*(0,155)^2*1750}=0,02619$

Calcul de ω_2 pour msx=0,0243

$\omega_2 = 0,037+\frac{0,018*0,0043}{0,01}=0,04474$

Calcul de ω_2 pour msy=0,02619

$\omega_2 = 0,037+\frac{0,018*0,0,00619}{0,01}=0,048142$

$A_{sx}=\frac{0,04474*1*0,15}{24}=0,0002609 m^2/m$ soit $2,609 cm^2/m$

Nous choisissons les armatures :10Ø6; St = 10cm; As eff = 2,83cm

$A_{sy}=\frac{0,0357*1*0,145}{24}=0,0002156 m^2/m$ soit $2,156 m^2/m$

Nous choisissons les armatures :10Ø6; St = 10cm; As eff = 2,83cm

d .Dimensionnement du radier de fondation

d.1 .Calcul des charges

- La charge permanente est $g=\gamma b*d+0,7KN/m^2$

Prenons : d=0,30m

h= $d-\frac{1}{2}Øs$= (0,30-0,06)*1m=0,24m

g= (25*0, 3) KN/ m^2+0,7KN/m^2= 8,2KN/m^2

d.2.La charge d'exploitation

-Pression de l'eau : $Pe=\delta_\omega$*Heau

On a alors : Pe= 10 KN/ m^3*1,886 m=18,86 KN/ m^2

-Poids de la dalle=δ_{mur} *e*d*h*4

On a alors le poids du mur=22,6 KN/ m^3*0,3m*4,70m*2,162=275,577KN

-Poids de l'enduit + étanchéité=0,7KN/m^2*(4,70*4*2,162) m^2=28,451KN.

-Poids de la dalle=7,5 KN/m^2*(4,70m) ^{2}=165,675KN

Poids total=$\frac{Pdalle+Poids\ du\ mur+Poids\ de\ l'enduit+étanchéité}{(4*e*Dext)m^2}$

P.total=$\frac{165,675KN+28,451KN+275,577KN}{4*4,43*0,3m^2}=83,280KN/m^2$

Pour dimensionner, nous allons utiliser P=83,280KN/m ^{2}car nous remarquons que la pression sous le mur est supérieur à celle de l'eau.

Ainsi, la charge totale sera donnée par q=g+p

q= (8,2+83,280) KN/m^2=91,48 KN/m^2

a. Calcul des sollicitations.

Comme notre dalle est carrée, $\frac{ly}{lx}=\frac{4,70}{4,70}=1$; on a :$fx^0 = fy^0 = 20,0$

Nous aurons ensuite :

$m_{tx} = m_{ty} = \frac{91,48*(4,70)^2}{20}=101,901KNm/m.$

b. Détermination de la section des armatures

$m_{sx}=\frac{m_{tx}}{b*h^2*fcu}=\frac{91,48KNm/m}{1*(0,24)^2*17500}=0,10109$

Calcul de ω_2 pour msx=0,10109

$\omega_2=0,197+\frac{0,021*0,00109}{0,01}=0,199$

$A_{sx}=\frac{0,199*1*0,24}{24}=0,00199m^2/m=19,9m^2/m$

Nous choisissons : $10Ø16; St = 10cm; Aseff = 20,11cm^2/m$

$m_{sy}=\frac{101,901}{1*(0,235)^2*17500}=0,10543$

Calcul deω_2 pour m_{sy}=0,10543

$\omega_2=0,119+\frac{0,021*0,00543}{0,01}=0,2084$

$A_{sy}=\frac{0,2084*1*0,235}{24}=0,0020405m^2/m$ soit $20,405cm^2/m$

Nous choisissons les armatures :$11Ø16; St = 9,5cm; Aseff = 21,17cm^2/m$

VI.2.3.5. Réservoir de 100 m^3

a.Recherche de la hauteur utile

$V=100m^3$

$D=1,405*\sqrt[3]{100}$ m=6,5m

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

$V=S*h$; $h=\frac{v}{s}=\frac{4*V}{\pi*D^2}=\frac{4*100}{3,14*(6,5)^2}=2,92m$ soit 3m

H=3m. La hauteur de l'eau dans le réservoir=3m-0,5m=2,5m. Pour question de sécurité, nous allons utiliser la hauteur de réservoir au lieu de celle de l'eau.

b.Dimensionnement de la dalle de couverture

La hauteur de couverture est un élément horizontal qui repese sur les poteaux et les poutres et qui a une petite épaisseur de forme carrée ou rectangulaire.

Diamètre de la dalle=6,5m+ (0,3*2)=7,1m. $l_x = l_y$=3,25m+0,3=3,55m

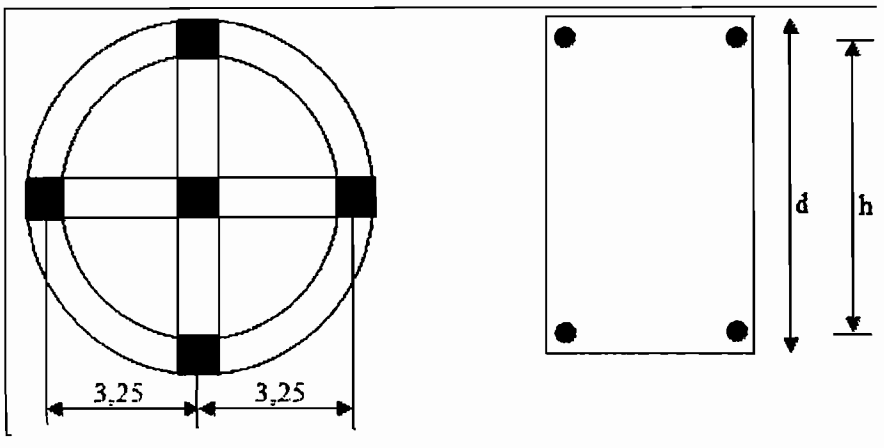


α=Coefficient en tannant compte des conditions d'appuis

h≥ $\frac{(\alpha*l)^2}{150}$ si l'élément porte des cloisons.

h≥ $\frac{(\alpha*l)^2}{150}$= $\frac{(0,8*3,55)^2}{150}$=0,811m=8,11cm soit 9cm

d=h+e+$\frac{1}{2}\emptyset S$donc d=9cm+1, 5 cm+0,5cm=11cm.



c.Calcul des charges.

-le poids propres G=25KN/m^3*0,11m=2,75KN/m^2

_ La charge d'exploitation P=2 KN/m^2 Car nous considérons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.

–le revêtementΔ_g =1,5 KN/m^2

Et la charge totale de la dalle q=G+P+Δ_g

q= (2,75+2+1,5) KN/m^2=6,25 KN/m^2.

d.Calcul des sollicitations

Nous avons une dalle carrée ce qui fait que $\frac{l_y}{l_x}$=1 d'où :$\begin{cases} fx = 36,8 \mid sx = 19,4 \\ fy = 36,8 \mid sy = 19,4 \end{cases}$

$\frac{P}{G}$=$\frac{2}{2,75}$ ≤ 2, La condition est vérifiée.

d.1.Calcul des moments en travées.

$\left.\begin{matrix} m_{tx} = \frac{q*l_x^2}{fx^0} \\ m_{ty} = \frac{q*l_y^2}{fy^0} \end{matrix}\right\}$ $m_{tx} = m_{ty}$=$\frac{6,25KN/m^2*(3,55)^2}{36,8}$=**2, 14 KN.m/m**

d.2.Calcul des moments aux appuis



$m_{ax} = \frac{q*l_x^2}{sx} = \frac{-6,25*(3,55)^2}{19,4} = -4,06$

$ma_{x1-2} = \frac{(-4,06)+(-4,06)}{2} \geq 0,75(m_{ax1}, m_{ax2})$

$ma_{x1-2} = -4,06 \geq 0,75 * (-4,06 = -3,04)$

Il faut utiliser la plus grande valeur en valeur absolue.ici prenons-4,06

ma_{x1-2}=-4,06KNm.

d.3. Détermination de la section des armatures

a. En travées.

$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b*h^2*fcu} = \frac{2,14KNm/m}{1*(0,09)^2*17500} = 0,01509$

$m_{sx} < msx^* = 0,193$ donc $0,0150 < 0,193$

$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b*h^2*fcu} = \frac{2,14}{1*(0,085)^2*17500} = 0,01692$

Calcul de ω_2 pour m_{sx} =0,01509

$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,00509}{0,01} = 0,027671$

Calcul de ω_2 pour msy=0,01692

$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,01692}{0,01} = 0,031148$

$A_{sx} = \frac{0,027672*1*0,09}{24} = 0,0001037 m^2/m$ soit $1,037 cm^2/m$

Nous choisissons les armatures : 6Ø6 ; St=19,5 cm ; As eff=1 ,45cm

$A_{sy} = \frac{0,031148*1*0,085}{24} = 0,0001103 m^2/m$ soit $1,103 m^2/m$

Nous choisissons les armatures : 6Ø6 ; St=19,5cm ; As eff=1,45cm

b. Aux appuis

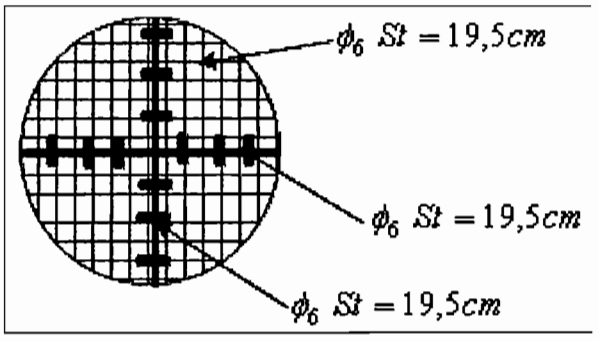
$m_{s1-2} = \frac{ma_{1-2}}{b*h^2*17500} = \frac{4.06}{1*(0.09)^2} = 0.02864$

Calcul de ω_2 pour m_{s1-2} =0,02864

$A_{sx} = \frac{\omega_2*b*h}{24}$

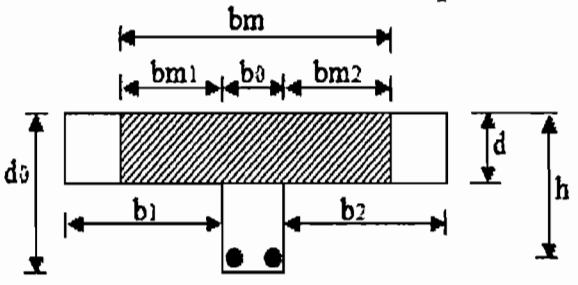
$A_{sx} = \frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,052552*1*0,09}{24} = 0,0001970 m^2/m$ soit $1,970 m^2/m$

Nous choisissons : 6Ø6 ; St=19,5cm ; As eff=1,45cm



e. Dimensionnement de la poutre

e. Schéma de calcul de la poutre en Té :



$\frac{d}{d_0} \leq 0{,}3$ et $d_0 \geq \frac{d}{0{,}3}$ soit $d_0 \geq \frac{11}{0{,}3} = 36{,}66$ cm soit $d_0 = 37$ cm

$b_1 = b_2 = \frac{6{,}5-0{,}2}{2} = \frac{6{,}3}{2} = 3{,}1\text{m}$

$h = \frac{l_i}{10} \ldots\ldots \frac{l_i}{15}$ donc $l_i = (0{,}8 * 3{,}1)\text{m} = 2{,}48\text{m}$

$l_i = \frac{2{,}48}{10} = 0{,}248\text{m} \approx 0{,}3\text{m}$

$\frac{bm_1}{b_1} = 0{,}5$ Ce qui fait que $bm_1 = 0{,}5 * b_1 = 0{,}5*3{,}1\text{m} = 1{,}55\text{m}$

$bm_2 = bm_1 = 1{,}55\text{m}$

$bm = bm_1 + bm_2 + 0{,}2\text{m}$

$bm = 1{,}55\text{m} + 1{,}55\text{m} + 0{,}2\text{m} = 3{,}3\text{m}$

$bm \leq$ bréel c'est-à- dire 3,3m < 6,5m. La condition est vérifiée.

a. Calcul des charges

-Le poids propre de la poutre $g = \gamma_b * Ab$

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = \text{aire de la base de la poutre} \\ Ab = b_0(d_0 - d) \text{ et } Ab = 20(37 - 11) = 560\text{cm}^2 \text{ soit} 0{,}056\text{m}^2 \end{cases}$

$g = 0{,}056\ \text{m}^2 * 25\text{KN/m}^2 = 1{,}4\text{KN/m}$

P. dalle $= k * q * l_x$ avec $k = 0{,}5$

$= 0{,}5 * 6{,}25 * 3{,}55 = 11{,}09\text{KN/m}$

P.total dalle $= 11{,}09\text{KN/m} * 2 = 22{,}18\text{KN/m}$

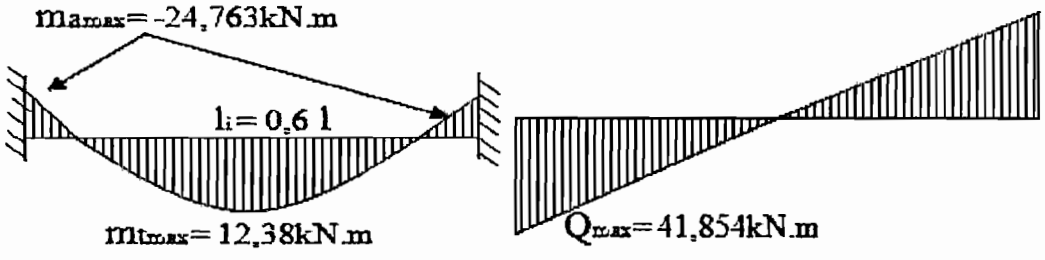
b. Calcul des sollicitations

La charge est uniformément repartie, on a :

$$m_{tmax} = \frac{q_{poutre}*l^2}{24} = \frac{23,58KN/_m*(3,55)^2}{24} = 12,38KNm$$

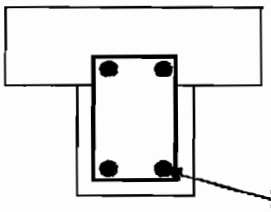
$$ma_{max} = \frac{-q*l^2}{12} = \frac{-23,58*(3,55)^2}{12} = -24,763KNm$$

$$Q_{max} = \frac{q_{poutre}*l}{2} = \frac{23,58*3,55}{2} = 41,854KN$$



a.Détermination de l'axe neutre et des armatures

i.En travées



$$m_s = \frac{Mtx}{bm*h^2*fcu} = \frac{12,38KNm/m}{3,3*(0,34)^2*17500} = 0,0018544$$

Pour $h = d_0 - e - \emptyset s$

H=37-1,8-1,2=34cm

$\omega_2 = 0,018$ et $k_x = 0,09$

$x = k_x * h = 0,09 * 0,34 = 0,036$

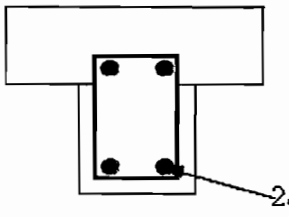
$X < d$ *donc* $0,036 < 0,1$ La condition est assurée

L'axe neutre tombe dans la nervure.

$$A_{sx} = \frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,18*3,3*0,34}{24} = \frac{0,008508m^2}{m}$$ soit $8,508cm^2/m$

Choix des armatures : 8Ø12; St = 13cm; Aseff = $8,70cm^2/m$

i. Aux appuis



$$ms_a = \frac{ma_{max}}{bm*h^2*fcu} = \frac{24,763KNm/m}{3,3*(0,34)^2*17500} = 0,003709$$

Avec : $ms_a = 0,1$, on a: kx = 0,09

$x=k_x*h=0,09*0,34=0,036$

$\omega_2 = 0,018$

$*A_{sx}=\frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,18*3,3*0,34}{24} = 0,008508cm^2/m$ soit $8,508\ cm^2/m$

Choix des armatures :

$8Ø12; St = 13cm; Aseff = 8,70cm^2/m$

a. Effort tranchant

Q_S = effort tranchant

$Q_S = Q_{réduit}$

$Q_{réduit} = Q_{max} - q\left(r + \frac{h}{2}\right)$ avec $\Delta Q = q(r + \frac{h}{2})$

$\tau_0 = \frac{Q_S}{b_0*Z}$ Avec : $\begin{cases} Q_s: \text{valeur de calcul à l'efforttranchant;} \\ b_0: \text{largeur la plus faibe de la section} \\ z: k_x * h \end{cases}$

$Q_S = 41,854KN - 23,58KN/m * \left(0,1 + \frac{0,34}{2}\right) = 35,487KN$

$\tau_0 = \frac{35,487KN}{0,2*Z}$

Pour une poutre en Té, $Z=h*\frac{d}{2} = (0,34 - \frac{0,11}{2}) = 0,285$

$\tau_0 = \frac{35,487KN}{0,2*0,285} = 622,57KN/m^2 = 0,62257MN/m^2$

b. Domaine de cisaillement

Le béton utilisé est B25

$\tau_{0,max} < 0,62257MN/m^2$

$\tau_{0,max} < \tau_{0,12} < 0,75$ Donc nous avons le domaine I de cisaillement

$\tau_{0,max} = 0,4 * 0,62257MN/m^2 = 0,249028MN/m^2$

c. Détermination des armatures transversale

$ast=\frac{\tau_{max}*b_0}{\sigma_{st}}$

$ast=\frac{0,24902*0,2}{240} = 0,0002075m^2/m$ soit $2,075m^2/m$

Nous choisissons :

$8Ø6; St = 13cm; Aseff = 2,17cm^2/m$

d. Dimensionnement du poteau

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé qui forment des points d'appuis pour transmettre aux fondations ; leurs points propres, les charges de dalle ; les charges des poutres et les surcharges.

1^0. Calcul des sollicitations

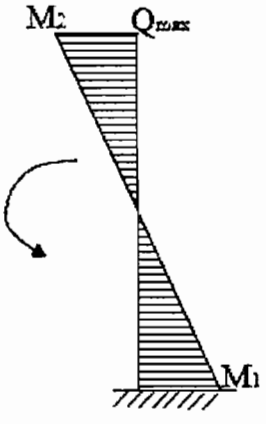
Le poids propres du poteau est $g_p = \gamma_b * V$

Avec $\begin{cases} \gamma_b : \text{le poids volumique du poteau;} \\ \text{v: volume du poteau} \end{cases}$

$g_p = 1\text{KN} * 25 * (0{,}2 * 0{,}2) * 3 = 3\text{KN}.$

La charge du poteau est $Q_{max} + g_p$

Donc la charge du poteau= 41,854KN+3KN=44,854KN.



La longueur de flambement $S_k = \beta * 3 \; avec \; \beta = 0{,}5$

$S_k = 0{,}5 * 3 = 1{,}5m$

L'élancement $\lambda = \frac{S_k}{i}$ avec i=0,289*d=0,289*0,2=5,78cm

Alors $\lambda = \frac{1{,}5}{5{,}78} = 25{,}95.$

L'élancement limite est donné par la relation :

$\lambda_{\text{limite}} = 45 - 25 * \frac{M_2}{M_1}$ Et $M_2 = M_a = 24{,}763\text{KNm}$

$M_2 = 2M_1$ ce qui fait que; $M_1 = \frac{M_2}{2} = \frac{24{,}763\text{KNm}}{2} = 12{,}382\text{KNm}$

$\lambda_{\text{limite}} = 45 - 25 * \frac{12{,}382}{24{,}763} = 32{,}5.$

$\frac{e}{d} \geq 3{,}5$ et $e = \frac{M_0}{N}$ Et $M_0 = 0{,}63 * M_2 + 0{,}35 * M_1$

$M_0 = 0{,}63 * 24{,}763 + 0{,}35 * 12{,}382 = 20{,}429\text{KNm}$

On dimensionne le poteau avec le moment le plus grand.

$M_2 = 24{,}763\text{KNm}$.

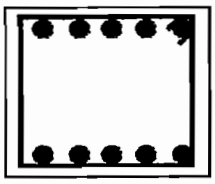
Le rapport $\frac{d_1}{d} = \frac{4}{20} = 0{,}2$ avec $d_1 = e + \text{Øs} + \frac{\text{Øs}}{2}$

$n_s = \frac{-N}{b*d*fcu} = \frac{-44{,}854\text{KNm/m}}{0{,}20*0{,}2*17500} = -0{,}0597$

$m_s = \frac{M_2}{b*d^2*fcu} = \frac{24{,}763KNm/m}{0{,}20*(0{,}20)^2*17500} = 0{,}1768$

$A_{sx} = \frac{\omega_{01}*b*d}{fe/fcu} = \frac{0{,}3*0{,}2*0{,}2}{24} = 5\text{cm}^2$ avec: $\omega_{01} = 0{,}3$

Nous choisissons les armatures : $5\text{Ø}12; \text{St} = 13\text{cm}; \text{Aseff} = 5{,}65\text{cm}^2/\text{m}$



Façonnage des aciers

2⁰. Dimensionnement du radier

L'ensemble des dalles en béton armé coulé avec certaines étanchéités forme un radier et on évitera les fissures dues au retrait du béton.
L'épaisseur est comprise entre 20 cm et 40 cm. Pour notre cas, nous prenons d=30 cm. Comme le radier va subir les pressions de l'eau, les pressions des poteaux et les pressions des parois, il faut dans ce cas estimer chaque pression.
On estime la pression de l'eau comme suit :

$Pe=\sigma_w * h$ avec : $\begin{cases}\sigma_w: \text{poid volumique de l eau} \\ h: \text{la hauteur du réservoir}\end{cases}$

$Pe= \frac{10\ KN}{m^3} * 3m = 30\ KN/m^2$ La pression sous le poteau.

$Ppot=\frac{Npot}{Apot}=\frac{41,854KN}{(0,2*0,2)*m^2}=1046,35\ KN/m^2$

Avec : $\begin{cases}P_{pot}: \text{Pression du poteau sous le radier;} \\ N_{pot}: \text{Effort normal dans le poteau} \\ Apot: \text{section du poteau}\end{cases}$

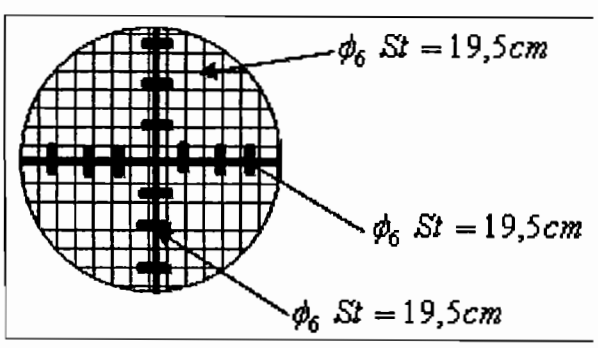
Estimons encore la pression des parois sous le radier ; on a :
$Pp=\gamma b * h$ avec $Ppot=25KN/m^3 * 3m=75KN/m^2$

3⁰. Détermination des armatures du radier

Nous considérons la partie qui subit une grande pression pour trouver les armatures du radier.

$A=\frac{Ps}{\sigma 0}$ Avec : $A=\frac{1046,35KNm}{347,8*10000KN}= 0,0030084m^2$ soit $30,084cm^2$

Nous choisissons : $13\emptyset 18; St = 8cm; Aseff = 31,81cm^2/m$



VI.2.3.6. Réservoir de 400m^3

a. Recherche de la hauteur utile

V=400m^3

D=1,405*$\sqrt[3]{400}$ m=10,35m≈10,4m

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

V=S*h ; h=$\frac{V}{S}=\frac{4*V}{\pi*D^2}=\frac{4*400}{3,14*(10,4)^2}$=4,71m

V=S*h; h=$\frac{V}{S}=\frac{4*V}{\pi*D^2}=\frac{4*400}{3,14*(10,4)^2}$=4,71m

H=4,71m. La hauteur de l'eau dans le réservoir=4,71m-0,5m=4,21m. Pour question de sécurité, nous allons utiliser la hauteur de réservoir au lieu de celle de l'eau.

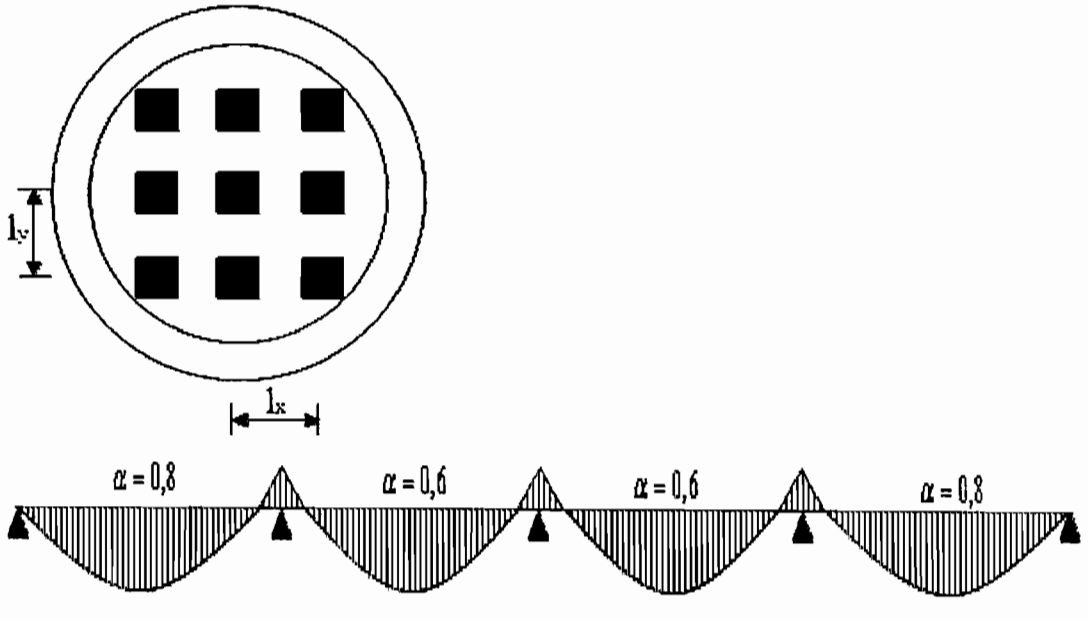
b.Dimensionnement de la dalle de couverture

Le diamètre de la dalle=10,4m+ (0,4*2)=11,2m

La dalle de couverture est un élément horizontal qui repose sur les poteaux et les poutres et qui a une petite épaisseur de forme carrée ou rectangulaire.

Diamètre de la dalle=6,5m+ (0,3*2)=7,1m

$l_x = l_y$=2,6m+0,4=3,0m



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

h≥ $\frac{(\alpha*l)^2}{36}$ si l'élément porte des cloisons.

h≥ $\frac{\alpha*l}{35}=\frac{0,8*3,0}{35}$=0,0686m=6,86cm soit 7cm.

d=h + e+$\frac{1}{2}$Øs donc d=7cm+1, 5 cm+0,5cm=9cm

c. Calcul des charges.

-le poids propres G=25KN/m^3*0,09m=2,25KN/m^2

_ La charge d'exploitation P=2 KN/m^2 Car nous considérons que deux personnes peuvent assurer l'entretien.

–le revêtementΔ_g =1,5 KN/m^2

Et la charge totale de la dalle q=G+P+Δ_g

q= (2,25+2+1,5) KN/m^2=5,75 KN/m^2

d.Calcul des sollicitations

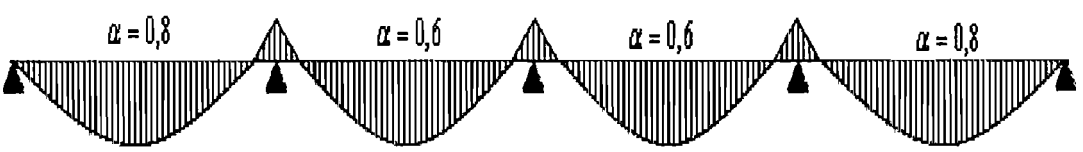
Nous avons une dalle carrée ce qui fait que $\frac{l_y}{l_x}$=1< 2 d'où :$\begin{cases} fx = 36,8 \mid sx = 19,4 \\ fy = 36,8 \mid sy = 19,4 \end{cases}$

$\frac{P}{G}=\frac{2}{2,25} \leq 2$, La condition est vérifiée.

d.1.Calcul des moments en travées.

$$\left.\begin{aligned} m_{tx} &= \frac{q*l_x^2}{fx} \\ m_{ty} &= \frac{q*l_y^2}{fy} \end{aligned}\right\} \qquad m_{tx} = m_{ty} = \frac{5,75KN/m^2*(3,0)^2}{36,8} = 1,406 \text{ KN.m/m}$$

d.2.Calcul des moments aux appuis



$m_{ax} = \frac{q*l_x^2}{sx} = \frac{-5,75*(3,0)^2}{19,4}$=-2,67KN.m

$ma_{x1-2} = \frac{(-2,67)+(-2,67)}{2} = -2,67 \geq 0,75(m_{ax1}, m_{ax2})$

ma_{x1-2}= -2,67$\geq 0,75 * (-2,67) = -2,00$

Il faut utiliser la plus grande valeur en valeur absolue.ici prenons-2,67

ma_{x1-2}= -2,67KNm.

e. Détermination de la section des armatures.

e.1.En travées.

$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b*h^2*fcu} = \frac{1,406KNm/m}{1*(0,07)^2*17500}$=0, 0163

$m_{sx} < m_{sx}^*$=0,193 donc 0, 0163<0,193

$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b*h^2*fcu} = \frac{1,406}{1*(0,065)^2*17500} = 0,0190$

Calcul de ω_2 pour msx=0,0163

$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,0063}{0,01} = 0,0301$

Calcul de ω_2 pour msy=0,0190

$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019*0,0,0090}{0,01} = 0,0351$

$A_{Sx} = \frac{0,027671*1*0,07}{24} = 0,00008779 m^2/m$ soit $0,8779 m^2/m$

Nous choisissons les armatures :5Ø6; St = 20cm; As eff = 1,41cm

$A_{Sy} = \frac{0,0351*1*0,065}{24} = 0,00009506 m^2/m$ soit $0,9506 cm^2/m$

Nous choisissons les armatures :5Ø6; St = 20cm; As eff = 1,41cm

e.2.Aux appuis

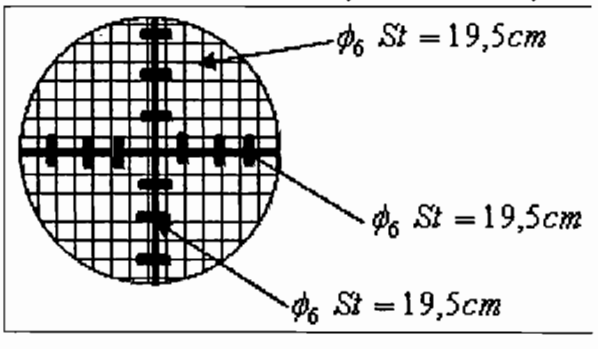
$ms_{1-2} = \frac{ma_{1-2}}{b*h^2*17500} = \frac{2,67}{1*(0,07)^2*17500} = 0,03113$

Calcul de $\omega_2$pour ms_{1-2}=0,03113

$\omega_2 = 0,055 + \frac{0,02*0,00113}{0,01} = 0,0\ 569$

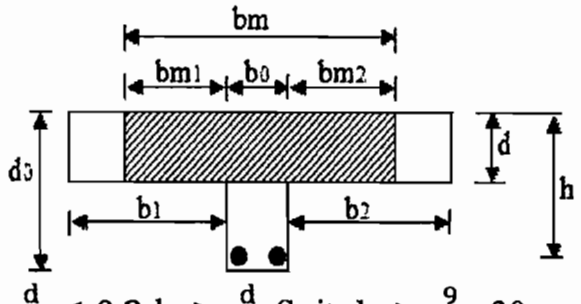
$A_{Sx} = \frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,0569*1*0,07}{24} = 0,0001659 m^2/m$ soit $1,659 cm^2/m$

Nous choisissons :5Ø8; St = 20cm; As eff = 2,51cm



f. Dimensionnement de la poutre

f. Schéma de calcul de la poutre en Té :



$\frac{d}{d_0} \leq 0,3 d_0 \geq \frac{d}{0,3}$ Soit $d_0 \geq \frac{9}{0,3} = 30cm$ soit $d_0 = 30cm$

$b_1 = b_2 = \frac{10,41-0,2}{2} = \frac{10,21}{2} = 5,1m$

$h=\frac{l_i}{10}.....\frac{l_i}{15}$ donc$l_i = (0{,}8 * 5{,}1)m = 4{,}08m$

$h=\frac{4{,}08}{10} = 0{,}408m$

$\frac{bm_1}{b_1} = 0{,}5$ Ce qui fait que $bm_1 = 0{,}5 * b_1$=0,5*5,1m=2,55m

bm_2=$bm_1 = 2{,}55m$

$bm = bm_1 + bm_2$+0,2m

bm=2,55m+2,55m+0,2m=5,3m

$bm \leq$ bréel c'est − à − dire 5,3m < 6,5m. La condition est vérifiée.

f.1.Calcul des charges

-Le poids propre de la poutre g=$\gamma_b * Ab$

Avec : $\begin{cases} \gamma_b : \text{Aire de la base de la poutre} \\ Ab = b_0(d_0 - d) \text{ et } Ab = 20(37 - 9) = 420cm^2 \text{ soit} 0{,}042m^2 \end{cases}$

g=0, 0420 cm^2*25KN/m^2=1,05KN/m

P. dalle=$k * q * l_x$ avec k = 0,5

P. dalle=0, 5*5, 75*3, 0=8,625KN/m

P. total dalle=8,625KN/m*2=17,25KN/m

$q_{poutre} = (17{,}25 + 1{,}05)KN/m$ =18, 3KN/m

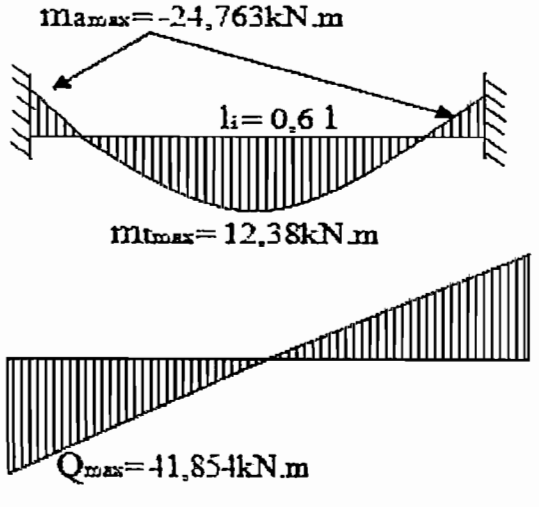
f.2.Calcul des sollicitations

La charge est uniformément repartie, on a :

$m_{tmax} = \frac{q_{poutre} * l^2}{24} = \frac{18{,}3KN/m * (3{,}0)^2}{24} = 6{,}86KNm$

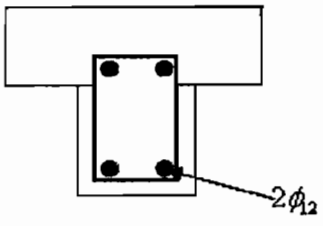
$ma_{max} = \frac{-q * l^2}{24} = \frac{-18{,}3 * (3{,}0)^2}{12} = -13{,}72KNm$

$Q_{max}=\frac{q_{poutre} * l}{2}=\frac{18{,}3 * 3{,}0}{2}$=27,45KN



g. Détermination de l'axe neutre et des armatures

i. En travées



$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{bm*h^2*fcu} = \frac{6,28KNm/m}{2,5*(0,27)^2*17500} = 0,00021508$

Pour $h=d_0 - e - \emptyset s$

H=30-1,8-1,2=27cm

$\omega_2 = 0,018$

$k_x = 0,09$

$x=k_x*h=0,09*0,27=0,0243$

$x < d$ donc $0,0243 < 0,1$ La condition est assurée

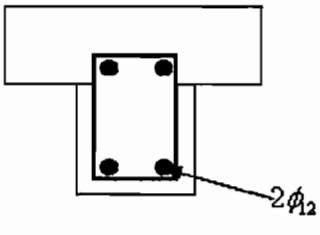
L'axe neutre tombe dans la nervure.

$A_{Sx}=\frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,18*2,5*0,27}{24} = 0,0005625\ m^2/m$ soit $5,0625\ cm^2/m$

Choix des armatures :

5Ø12; St = 20cm; Aseff = 5,65/m

ii. Aux appuis



$ms_a = \frac{ma_{max}}{bm*h^2*fcu} = \frac{13,72KNm/m}{2,5*(0,27)^2*17500} = 0,00430$

Avec : $ms_a = 0,1$, on a: $kx = 0,09$

$x=k_x*h=0,09*0,34=0,036$

$\omega_2 = 0,018$

$A_{sx} =\frac{\omega_2*b*h}{fe/fcu} = \frac{0,18*2,5*0,27}{24} = 0,00050625\ m^2/m$ soit $5,0625\ m^2/m$

Choix des armatures :

5Ø12; St = 20cm; Aseff = 5,65/m

iii. Effort tranchant

Q_S = effort tranchant

$Q_S = Q_{réduit}$

$Q_{réduit} = Q_{max} - q\left(r + \frac{h}{2}\right)$ avec $\Delta Q = q(r + \frac{h}{2})$

$\tau_0 = \frac{Q_S}{b_0 * Z}$

$Q_S = 27{,}45KN - 18{,}3\ KN/m * \left(0{,}1 + \frac{0{,}27}{2}\right) = 23{,}1495KN$

$\tau_0 = \frac{23{,}45KN}{0{,}2 * Z}$

Pour une poutre en Té, $Z = h - \frac{d}{2} = (0{,}27 - \frac{0{,}09}{2}) = 0{,}225$

$\tau_0 = \frac{23{,}1495KN}{0{,}2 * 0{,}225} = 514{,}43\ MN/m^2 = 0{,}51443\ MN/m^2$

iv. Domaine de cisaillement

Le béton utilisé est B25

$\tau_{0,max} < 0{,}51443\ MN/m^2$

$\tau_{0,max} < \tau_{0,12} < 0{,}75$ Donc nous avons le domaine I de cisaillement

$\tau_{0,max} = 0{,}4 * 0{,}51443\ MN/m^2 = 0{,}2057733\ MN/m^2$

v. Détermination des armatures transversales

$ast = \frac{\tau_{max} * b_0}{\sigma_{st}}$

$ast = \frac{0{,}205773 * 0{,}2}{240} = 0{,}0001714 m^2/m$ soit $1{,}714 cm^2/m$

Nous choisissons :

$7Ø6$; $St = 15cm$; $Aseff = 1{,}89 cm^2/m$

h. Dimensionnement du poteau

Les poteaux sot des éléments porteurs en béton armé qui forment des points d'appuis pour transmettre aux fondations ; leurs points propres, les charges de dalle ; les charges des poutres et les surcharges.

1^0. Calcul des sollicitations

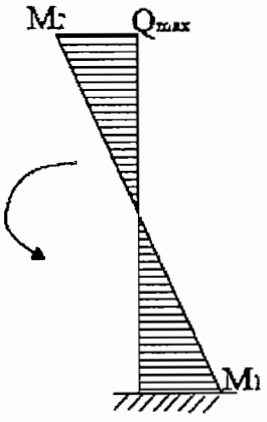
Le poids propres du poteau est $g_p = \gamma_b * V$

Avec $\begin{cases} \gamma_b : \text{le poids volumique du poteau;} \\ v : \text{volume du poteau} \end{cases}$

$g_p = 1KN * 25 * (0{,}2 * 0{,}2) * 4{,}71 = 4{,}71KN.$

La charge du poteau est $Q_{max} + g_p$

Donc la charge du poteau= 27,45KN+4,71KN=32,16KN.



La longueur de flambement $S_k = \beta * 4{,}71$ *avec* $\beta = 0{,}5$

$S_k = 0{,}5 * 4{,}71 = 2{,}355m$

L'élancement $\lambda = \frac{S_k}{i}$ avec i=0,289*d=0,289*0,2=5,78cm

Alors $\lambda = \frac{2{,}355}{0.0578} = 40{,}7439.$

L'élancement limite est donné par la relation :

$\lambda_{limite} = 45 - 25 * \frac{M_2}{M_1}$ Et $M_2 = M_a = 13{,}72KNm$

$M_2 = 2M_1$ ce qui fait que; $M_1 = \frac{M_2}{2} = \frac{13{,}72KNm}{2} = 6{,}86KNm$

$\lambda_{limite} = 45 - 25 * \frac{6{,}86}{13{,}72} = 32{,}5.$

$\frac{e}{d} \geq 3{,}5$ et $e = \frac{M_0}{N}$ Et $M_0 = 0{,}63 * M_2 + 0{,}35 * M_1$

$M_0 = 0{,}63 * 13{,}72 + 0{,}35 * 6{,}86 = 11{,}319KNm$

On dimensionne le poteau avec le moment le plus grand.

$M_2 = 13{,}72KNm$.

$Q_{max} = 27{,}45KN$

Le rapport $\frac{d_1}{d} = \frac{4}{20} = 0{,}2$ avec $d_1 = e + \emptyset s + \frac{\emptyset s}{2}$

$\omega_{01} = \omega_{02} = 0{,}63$

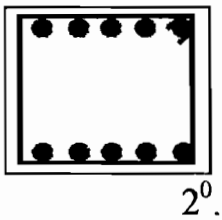
$n_s = \frac{-N}{b*d*fcu} = \frac{-27{,}45KNm/m}{0{,}20*0{,}2*17500} = -0{,}0392$

$m_s = \frac{M_2}{b*d^2*fcu} = \frac{13{,}72KNm/m}{0{,}20*(0{,}20)^2*17500} = 0{,}098$

$Asx = \frac{\omega_{01}*b*d}{fe/fcu} = \frac{0{,}63*0{,}2*0{,}2}{24} = 0{,}00105\ m^2/m$ Soit$10{,}5\ m^2/m$ avec: $\omega_{01} = 0{,}3$

Nous choisissons les armatures :

$10\emptyset 12;\ St = 10{,}5cm;\ Aseff = 10{,}77cm^2/m$



2⁰. Dimensionnement du radier

.L'ensemble des dalles en béton armé coulé avec certaines étanchéités forme un radier et on évitera les fissures dues au retrait du béton.

.L'épaisseur est comprise entre20 cm et 40 cm. Pour notre cas, nous prenons d=30 cm. Comme le radier va subir les pressions de l'eau, les pressions des poteaux et les pressions des parois, il faut dans ce cas estimer chaque pression.

On estime la pression de l'eau comme suit :

$P_e = \sigma_w * h$

$P_e = \frac{10KN}{m^3} * 4{,}71m = 41{,}7KN/m^2$

La pression sous le poteau :

$P_{pot} = \frac{N_{pot}}{A_{pot}} = \frac{27{,}45KN}{(0{,}2*0{,}2)*m^2} = 686{,}25KN/m^2$

Estimons encore la pression des parois sous le radier ; on a :

$P_p = \gamma_b * h$

$P_p = 25\,KN/m^3 * 4{,}71m = 117{,}75\,KN/m^2$

3⁰. Détermination des armatures du radier

Nous considérons la partie qui subit une grande pression pour trouver les armatures du radier.

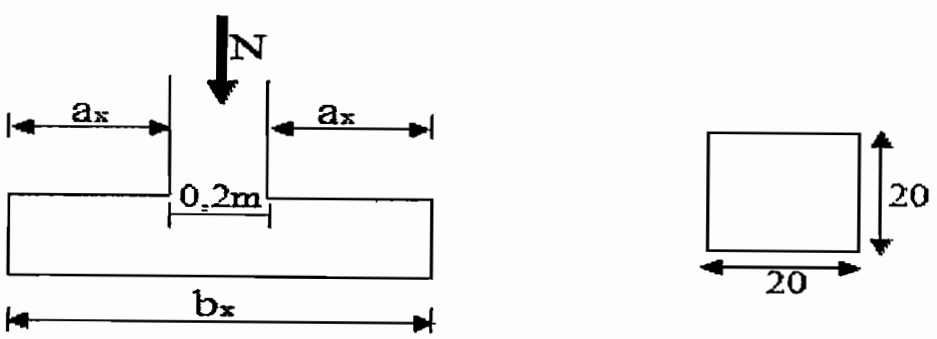
$A = \frac{P_s}{\sigma_0}$

$A = \frac{686{,}28KN/m^2}{347{,}8*10^3KN} = 0{,}001973m^2$ soit $19{,}73cm^2$

Nous choisissons :

$8Ø18$; $St = 12{,}5cm$; $Aseff = 20{,}36cm^2/m$

4⁰. Dimensionnement de la semelle sous poteau



Pour B25, La contrainte admissible=300KN/m²

$A_P = 0{,}2 * 0{,}2m^2 = 0{,}04m^2$

$\frac{N_p}{A_p} \leq 0{,}5 * fcu$ donc; $\frac{27{,}45KN}{0{,}04m^2} \leq 0{,}5 * 17500$

686,25< 8750. La condition est vérifiée.

$\sigma_{adm} = \frac{N}{A}; A = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{27{,}45}{300KN/m^2} = 0{,}0915m^2$

$\tan\alpha = \frac{1}{1{,}2} = 0{,}83$ donc$\propto = 40^0$

$A = b_x * b_y$ $0r b_x = b_y$

$A=(b_x)^2$ donc ; $b_x = \sqrt{A} = \sqrt{0,0915}m = 0,302m$

$c_x = 0,2m$; $C_X = \frac{b_x - c_x}{2} = \frac{0,302-0,2}{2} = 0,051m$

$d \leq a_x * n$; $d \geq 0,051 * 1,2 = 0,0612m$ soit 6,12cm .

Nous concluons que l'épaisseur de la dalle est plus

, ce qui consommerait moins de ciment. Il ne faut pas donc armer la semelle.

VI.2.4. Les équipements du réservoir

Le réservoir comporte les éléments suivants :

- un robinet à flotteur sur la conduite d'amenée, un limiteur de débit et éventuellement un réducteur de débit ;
- un trapillon muni d'un tuyau d'aération ;
- un tuyau de trop-plein,
- un tuyau de vidange avec bouchon ;
- une ou plusieurs conduite(s) de départ équipée(s) de crépine(s) et vanne(s) ;
- une échelle intérieure ou extérieure.

VI.2.5. Borne fontaine

Pour un réservoir de 5 m^3, on estime un débit de puisage de 0,3l/s pour la borne fontaine fonctionnant en continu sur 24h avec un débit de 0,12l/s. Lorsque la pression d'arrivée dépasse 20m d'eau, on pourra installer un réducteur de pression. Signalons que pour les branchements privés, le débit de puisage est de 0,2l/s.

VI.3. Calcul de la conduite d'adduction.

Les ouvrages de transport de l'eau de puis, d'une part de la source jusqu'aux utilisateurs et d'autre part des utilisateurs aux lieux de rejet une fois utilisées sont appelés des conduites.

VI.3.1. Types de tuyaux.

Les types de tuyaux utilisés le plus souvent sont :

- les tuyaux en fonte ;
- les tuyaux en acier (parfois galvanisé) ;
- les tuyaux en matière plastique(P.V.C) ;
- les tuyaux en béton armé et en béton précontraint ;
- les tuyaux en amiante prohibés actuellement à cause d'une substance cancérigène se trouvant dans l'amiante nuisible à la santé humaine.

VI.3.1.1. Les tuyaux en matière plastique

Ils sont les plus utilisés à cause de leur souplesse, légèreté, grande facilité de pose, faible rugosité et leur donne une capacité hydraulique insurpassée. Ils ont également une grande résistance contre l'agressivité des eaux et ont une grande facilité de maniabilité et de transport.
Les diamètres les plus utilisés sont : 20 ; 25 ; 32 ; 40 ; 50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 160 en mm.

VI.3.1.2. Les tuyaux en acier.

Ils ont une grande résistance à de hautes pressions et sont pratiques pour effectuer les raccords et des branchements. Ils sont doux et soudable et sont disponibles sans soudures en longueur de 7,5m à 16m.

Les épaisseurs des parois varient entre 3 et 8 mm pour des diamètres de 40 à 350 mm. Pour les diamètres de 350à 1000 mm on a une longueur comprise entre 6 et 14 m avec une épaisseur de 5 à 9 mm. Ils sont disponibles avec soudures.

VI.3.1.3. Les tuyaux en fonte.

Les tuyaux en fonte sont considérés comme des conduites rigides, raison pour laquelle ils sont conseillés pour des conduites enterrées. Les diamètres normalisés sont : 60 ; 80;100 ; 125 ; 175 ; 200 ; 250 ; 350 ; 400 ; 450 ; 500 ; 600 ; 700 ; 800 ; 900 ; 1000 ; 1100 ; 1250 en mm.

VI.3.1.4. Les tuyaux en béton armé.

Ces tuyaux possèdent des avantages mais aussi des inconvénients :

1. Avantage :
    1. Ils ont une grande durée (peuvent dépasser 100 ans) ;
    2. Ils ont un grand coefficient d'élasticité ;
    3. Ils sont beaucoup résistant aux ruptures et aux fuites.

2. Inconvénients : Leur poids est plus élevé ; très difficiles à faire des raccords ; impossible de les couper pour ajuster la longueur.

VI.3.2. Les accessoires à la tuyauterie.

La gestion d'un réseau de distribution d'eau exige un recours à des nombreuses pièces d'équipements hydrauliques.

VI.3.2.1. Les vannes.

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

Types de vannes :

- les vannes d'isolement : permettant d'isoler du réseau certains tronçons que l'on veut inspecter, réparer ou entretenir ;
- les vannes à clapet anti-retour : permettant de diriger l'écoulement dans une seule direction ;
- les vannes réductrices de pression : permettant de ramener la pression à une valeur souhaitable.

VI.3.2.2. Les ventouses.

Pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans la conduite, on utilise la ventouse. Elles sont placées aux points hauts da la conduite.

VI.3.2.3. Les vidanges, décharges ou purges.

Ces dernières permettent de vidanger ou nettoyer la conduite. Elles sont placées aux points bas de la conduite.

VI.3.2.4. Les prises en charges.

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

VI.3.2.5. Les compteurs.

Elles permettent de contrôler les pertes d'eau en mesurant le débit.

VI.3.3. Calcul proprement dit de la conduite d'adduction.

Les paramètres indispensables pour le dimensionnement des conduites :

a. **La vitesse** : Elle est comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s

- les faibles vitesses favorisent la formation des dépôts et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts.
- Si V>1,5 m/s accroître l'importance du coup de Bélier qui croit précisément avec la vitesse de l'eau dans la conduite. Elle crée des difficultés d'exploitation.

b. **Le débit** : il est exprimé en m^3/h ou en l/s et il est fourni par les besoins de la population en eau potable.

c. **Le diamètre D en mm** : on sait déjà que : Q= S*V *(Formule VI.7)*

Où { Q: débit en l/s ; S: section de la conduite en m^2 ; V: vitesse en m/s }

$S=\frac{\pi*D^2}{4}$ *(Formule VI.8)*

En remplaçant S par sa valeur on a : $Q=\frac{\pi D^2}{4}*V$ *(Formule VI.9)*

avec D= diamètre de la conduite

On tire que $D=\sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$ *(Formule VI.10)*

d. **Les pertes de charges** :

Les pertes de charges sont dues à la géométrie de l'installation. C'est-à-dire de nombreux changements de direction de la conduite et aux différents appareillages (coude, vanne). Elles sont dues également au constructeur et sont exprimées en m.

Il existe deux sortes de pertes de charges à savoir :

- pertes de charges linéaires qui représentent l'énergie perdue entre deux points ;
- pertes de charges singulières qui interviennent lorsque l'écoulement uniforme est localement perturbé.

a. **Pertes de charges linéaires.**

Les pertes de charges linéaires correspondent aux frictions de l'eau contre les parois de la conduite. Ces frictions dépendent : de la nature du tuyau, de l'état du revêtement (degré d'usure), de la viscosité du liquide.

On peut les calculer ou les tires dans les abaques et sont exprimés en m/m ou en %.

Selon DARCY-WERSBACH: $j=\lambda\frac{V^2}{2gD}$ *(Formule VI.11)*

Où { J: perte de charge linéaire par mètres de longueur ; V: vitesse d'écoulementen m/s ; D: diamètre de la conduite en m ; g: accélération de la pesenteur en m/s^2 ; λ: coefficient de prtes de charges qui depend: }

- de la nature de la conduite ;
- du degré d'usure da la conduite ;
- de la nature du revêtement intérieur;
- du diamètre de la conduite ;
- de la viscosité de l'eau

Re= $\frac{V*D}{\gamma}$ Où γ= viscosité cinématique= 10^{-6} m^2/s pour l'eau *(Formule VI.12)*

$\gamma = \frac{K}{D}$ Où k= rugosité absolue= 10^{-4} m pour un réseau neuf *(Formule VI13)*

γ = rugosité relative en mm (0,05à 10 mm)

b. pertes de charges singulières.

Elles ont eu lieu dans les résistances hydrauliques telles que les vannes, les coudes, les ventouses, les changements de section et de direction, etc.

$J_s = \xi \frac{V^2}{2g}$ *(Formule VI.14)*

Avec ξ= Coefficient de pertes de charges locale caractéristique de chaque

Les pertes de charges singulières sont faibles, ce qui fait que les calculs se baseront sur les pertes linéaires. Pour les calculs, nous suivons l'abaque de calculs des pertes de charges, établie à partir de la formule de Colebrook (voir annexe).
Les quelques formules pour le calcul de λ :

- **Formule de Colebrook :** $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$ *(Formule VI.15)*

Pour 10^8> Re >4000 cette relation implicite est difficile à exploiter analytiquement et est le plus souvent représenté par un graphique.

- **Formule de Johann Nikuradse :**

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,74 + 2\,log\,[\frac{D}{2\varepsilon}]$ Ou $\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = -2\,log\,\frac{K}{3,7D}$ *(Formule VI.16)*

- **Formule d'Heinrich BLASIUS pour les tuyaux lisses en P.V.C :**

$\lambda = \frac{0,316}{(Re)^{0,25}}$ *(Formule VI.17)*

Pour un tronçon de longueur L(m), les pertes de charges totales sont données par
J= j*L *(Formule VI.18)*

Où { J: pertes de charges linéaires total en m;
j: perte de charge linéairs unitaires en m/m;
L: longueur en m.

D'après la théorie de Bernoulli appliquée entre deux sections quelconque 1 et 2 de même débit on a :

$Z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{{V_1}^2}{2*g} = Z_2 + \frac{P_2}{\omega} + \frac{{V_2}^2}{2*g} + J_{1,2}$ *(Formule VI.19)*

Où { $J_{1,2}$: perte de charge totale engendré dans le tronçon 1 − 2 en m;
Zi : L'énergie potentielle;
$\frac{P}{\omega}$: L'énergie due à la pression;
$\frac{V^2}{2g}$: L'énergie cinétique.

La somme de ces termes s'exprime en mètre d'eau et par conséquent on a :

$$\begin{cases} P: \text{pression en Pascal;} \\ \omega: \text{poids volumique exprimé en } N/m^3; \\ V: \text{vitesse en } m/s; \\ g: \text{accélération de la pesenteur;} \\ \frac{V^2}{2g} \text{ est négligeable et la pression initiale est nulle} \end{cases}$$

On peut déterminer λ à l'aide du graphique de Moody. Signalons également que la pression est la force exercée par l'eau sur chaque cm^2 de la surface intérieur de la conduite.

e. 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. Et, en guise du théorème de Bernoulli exprimant la loi de conservation de l'énergie on a :

$\frac{P}{\gamma}$ = cote piézométrique-Z Où $\begin{cases} \frac{P}{\gamma}: \text{est la pression au sol;} \\ Z: \text{est le cote du sol.} \end{cases}$

Dans la suite, nous allons détailler les calculs tronçon par tronçon et dans les tableaux qui illustrent les calculs hydrauliques, les sigles et abréviations suivantes seront utilisés : $\begin{cases} D.E: \text{diamètre extérieur en mm ;} \\ D.I: \textit{diamètre intérieur en mm} \\ j: \textit{pertes de charges linéaires en } m/m; \\ J: \textit{pertes de charges total en } m; \\ Hpièzo: \textit{hauteur piézométriques} \end{cases}$

En règle générale, le profil piézométrique passe toujours au dessus de la conduite sinon, on ne pourrait installer ni une ventouse au point haut, car l'air entrerait au lieu d'être évacuée, ni un appareil de puisage exigeant une pression résiduelle minimum

VI. 4. **Calculs hydrauliques**

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD1—1	110	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,1716	2416	2388	2416	2416	0	28,328
1--2	90	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,1404	2388	2351	2415,83	2416	28,328	64,688
2--3	151	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,2355	2351	2326	2415,69	2415	64,688	89,453
3--4	142	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,2215	2326	2288	2415,45	2415	89,453	127,23
4--5	157	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,2449	2288	2240	2415,23	2415	127,23	174,99
5--CC1	220	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,00156	0,3431	2240	2210	2414,99	2415	174,99	204,64

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD2--6	81	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,003351	0,2714	2233	2220	2233	2233	0	12,729
6--7	119	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,003351	0,3988	2220	2216	2232,729	2232	12,729	16,33
7--CC1	98	0,0006	0,84	PVC	0,0301648	0,32	16	0,003351	0,3284	2216	2210	2232,33	2232	16,33	22,001

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CC1--8	108	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1677	2210	2196	2210	2210	0	13,832
8--9	128	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1988	2196	2181	2209,832	2210	13,832	28,634
9--10	133	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,2065	2181	2168	2209,634	2209	28,634	41,427
10--11	166	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,2578	2168	2154	2209,427	2209	41,427	55,169
11--12	135	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,2096	2154	2137	2209,169	2209	55,169	71,96
12--13	125	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1941	2137	2119	2208,96	2209	71,96	89,766
13--14	153	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,2376	2119	2116	2208,766	2209	89,766	92,528
14--15	71	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1102	2116	2116	2208,528	2208	92,528	92,418
15--16	130	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,2019	2116	2113	2208,418	2208	92,418	95,216
16--17	121	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1879	2113	2102	2208,216	2208	95,216	106,03
17--18	124	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1925	2102	2096	2208,028	2208	106,03	111,84
18--19	101	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1568	2096	2093	2207,835	2208	111,84	114,68
19--20	125	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1941	2093	2078	2207,679	2207	114,68	129,48
20--21	124	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1925	2078	2074	2207,484	2207	129,48	133,29
21--22	88	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1366	2074	2074	2207,292	2207	133,29	133,16
22--CC2	112	0,0012	0,96	PVC	0,0399043	0,4	10	0,001553	0,1739	2074	2072	2207,155	2207	133,16	134,98

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD3--23	81	0,0003	0,97	PVC	0,0198491	0,2	16	0,003722	0,2924	2082	2079	2082	2082	0	2,7076
23--24	90	0,0003	0,97	PVC	0,0198491	0,2	16	0,003722	0,3249	2079	2077	2081,708	2081	2,7076	4,3826
24--CC2	80	0,0003	0,97	PVC	0,0198491	0,2	16	0,003722	0,2888	2077	2072	2081,383	2081	4,3826	9,0938

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD4--25	73	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0395	2351	2332	2351	2351	0	18,961
25-26	120	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0649	2332	2313	2350,961	2351	18,961	37,896
26-27	155	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0839	2313	2292	2350,896	2351	37,896	58,812
27--28	103	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0557	2292	2268	2350,812	2351	58,812	82,756
28--29	115	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0622	2268	2247	2350,756	2351	82,756	103,69
29--30	113	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0611	2247	2224	2350,694	2351	103,69	126,63
30--CC3	121	0,006	0,96	PVC	0,0892288	0,9	6	0,000541	0,0655	2224	2216	2350,633	2351	126,63	134,57

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD5--31	103	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0675	2372	2363	2409,94	2410	0	47
31--32	72	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0472	2363	2342	2409,87	2410	46,87	68
32--33	100	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0655	2342	2332	2409,83	2410	67,83	78
33--34	101	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0661	2332	2324	2409,76	2410	77,76	86
34--35	98	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0642	2324	2306	2409,7	2410	85,7	104
35--36	152	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0995	2306	2289	2409,63	2410	103,63	121
36--37	94	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	**0,000655**	**0,0616**	**2289**	**2281**	**2409,53**	**2409**	120,53	128
37--38	99	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0648	2281	2268	2409,47	2409	128,47	141
38-39	105	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0688	2268	2262	2409,41	2409	141,41	147
39--CC4	94	0,0036	0,94	PVC	0,0698478	0,75	10	0,000655	0,0616	2262	2260	2409,34	2409	147,34	149

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD6--40	68	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,04	2270	2262	2270	2270	0	7,9601
40--41	58	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,0341	2262	2262	2269,96	2270	7,9601	7,926
41--CC4	72	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,0423	2262	2260	2269,926	2270	7,926	9,8837
CC4--42	95	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0505	2260	2252	2269,884	2270	9,8837	17,833
42--43	118	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0627	2252	2240	2269,833	2270	17,833	29,771
43--44	123	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0653	2240	2231	2269,771	2270	29,771	38,705
44--45	135	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0717	2231	2221	2269,705	2270	38,705	48,634
45--CC3	142	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0754	2221	2215	2269,634	2270	48,634	54,558

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE (m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CD6--40	68	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,04	2270	2262	2270	2270	0	7,9601
40--41	58	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,0341	2262	2262	2269,96	2270	7,9601	7,926
41--CC4	72	0,0024	0,78	PVC	0,0626071	0,63	16	0,000588	0,0423	2262	2260	2269,926	2270	7,926	9,8837
CC4--42	95	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0505	2260	2252	2269,884	2270	9,8837	17,833
42--43	118	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0627	2252	2240	2269,833	2270	17,833	29,771
43--44	123	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0653	2240	2231	2269,771	2270	29,771	38,705
44--45	135	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0717	2231	2221	2269,705	2270	38,705	48,634
45--CC3	142	0,006	0,95	PVC	0,0896972	0,9	6	0,000531	0,0754	2221	2215	2269,634	2270	48,634	54,558

TRONCON	DIST. (m)	DEBIT (m^3/s)	VIT. (m/s)	CONDUITE				PERTE DE CHARGE		ALTITUDE(m)		HAUTEUR PIEZOMETRIQUE(m)		PRESSION DYNAMIQUE(m)	
				Type	D I (mm)	D E (mm)	PN	j (m/m)	J (m)	Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
CC2--57	77	0,0135	0,68	PVC	0,15902947	1,6	10	0,0001441	0,0111	2072	2071	2072	2072	0	0,9889
57--58	52	0,0135	0,68	PVC	0,15902947	1,6	10	0,0001441	0,00749	2071	2071	2071,99	2072	0,9889	0,9814
58--59	55	0,0135	0,68	PVC	0,15902947	1,6	10	0,0001441	0,00793	2071	2069	2071,98	2072	0,98141	2,9735
59--60R_1	105	0,0135	0,68	PVC	0,15902947	1,6	10	0,0001441	0,01513	2069	2068	2071,97	2072	2,97348	3,9583
60R1--61	39	0,0132	0,72	PVC	0,1529574	1,6	10	0,0001593	0,00621	2068	2067	2071,96	2072	3,95835	4,9521
61--62	76	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	10	0,0001441	0,01095	2067	2064	2071,95	2072	4,95214	7,9412
62--63	59	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	10	0,0001441	0,0085	2064	2056	2071,94	2072	7,94118	15,933
63--64	49	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00706	2056	2051	2071,93	2072	15,9327	20,926
64--65	44	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00634	2051	2046	2071,93	2072	20,9256	25,919
65--66	42	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00605	2046	2043	2071,92	2072	25,9193	28,913
66--67	14	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	10	0,0001441	0,00202	2043	2040	2071,91	2072	28,9132	31,911
67--68	100	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,01441	2040	2031	2071,91	2072	31,9112	40,897
68--69	20	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00288	2031	2022	2071,9	2072	40,8968	49,894
69--70	30	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00432	2022	2006	2071,89	2072	49,8939	65,89

70--71	25	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,0036	2006	2005	2071,89	2072	65,8896	66,886
71--72	80	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,01153	2005	1999	2071,89	2072	66,886	72,874
72--73	33	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00476	1999	1999	2071,87	2072	72,8745	72,87
73--74	30	0,0132	0,68	PVC	0,15739187	1,6	16	0,0001441	0,00432	1999	1999	2071,87	2072	72,8697	72,865
74--75R_2	120	0,0132	0,75	PVC	0,14986703	1,6	16	0,0001711	0,02053	1999	1994	2071,87	2072	72,8654	77,845
75R2--76	100	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,01711	1994	1982	2071,84	2072	77,8448	89,828
76--77	61	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,01044	1982	1981	2071,83	2072	89,8277	90,817
77--78	25	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,00428	1981	1980	2071,82	2072	90,8173	91,813
78--79	20	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,00342	1980	1974	2071,81	2072	91,813	97,81
79--80	15	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,00257	1974	1961	2071,81	2072	97,8096	110,81
80--81	35	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	16	0,0001711	0,00599	1961	1949	2071,81	2072	110,807	122,8
81--82CP_1	35	0,0129	0,75	PVC	0,14816184	1,6	10	0,0001711	0,00599	1949	1930	2071,8	2072	122,801	141,8
82CP1--83	20	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	10	0,0001915	0,00383	1930	1918	2071,8	2072	141,795	153,79
83--84	10	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	10	0,0001915	0,00192	1918	1918	2071,79	2072	153,791	153,79
84--85	90	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,01724	1918	1931	2071,79	2072	153,789	140,77
85--86	41	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,00785	1931	1934	2071,77	2072	140,772	137,76
86--87	48	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,00919	1934	1938	2071,76	2072	137,764	133,76
87--88	84	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,01609	1938	1942	2071,76	2072	133,755	129,74
88--89	38	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,00728	1942	1947	2071,74	2072	129,739	124,73
89--90	29	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,00555	1947	1951	2071,73	2072	124,732	120,73

90--91CV1	87	0,0129	0,8	PVC	0,14345709	1,6	16	0,0001915	0,01666	1951	1953	2071,73	2072	120,726	118,71
91CV--92R_3	70	0,0129	0,85	PVC	0,13917382	1,6	16	0,000213	0,01491	1953	1942	2071,71	2072	118,709	129,69
92R_3--93	89	0,0126	0,85	PVC	0,13732498	1,6	10	0,000213	0,01895	1942	1940	2071,69	2072	129,695	131,68
93--94	63	0,0126	0,85	PVC	0,13732498	1,6	10	0,000213	0,01342	1940	1942	2071,68	2072	131,676	129,66
94--95	104	0,0126	0,85	PVC	0,13732498	1,6	10	0,000213	0,02215	1942	1940	2071,66	2072	129,662	131,64
95--96	90	0,0126	0,85	PVC	0,13732498	1,6	10	0,000213	0,01917	1940	1930	2071,64	2072	131,64	141,62
96--97R4	47	0,0126	0,85	PVC	0,13732498	1,6	10	0,000213	0,01001	1930	1932	2071,62	2072	141,621	139,61
97R4--98	19	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00447	1932	1930	2071,61	2072	139,611	141,61
98--99	41	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00965	1930	1925	2071,61	2072	141,606	146,6
99--100	96	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,0226	1925	1921	2071,6	2072	146,597	150,57
100--101	188	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,04425	1921	1926	2071,57	2072	150,574	145,53
101--102	101	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02377	1926	1927	2071,53	2072	145,53	144,51
102--103	65	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,0153	1927	1930	2071,51	2071	144,506	141,49
103--104	79	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01859	1930	1932	2071,49	2071	141,491	139,47
104--105	150	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,03531	1932	1936	2071,47	2071	139,472	135,44
105--106CV	100	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02354	1936	1936	2071,44	2071	135,437	135,41
106CV2--107	150	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,03531	1936	1930	2071,41	2071	135,413	141,38
107--108	60	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01412	1930	1928	2071,38	2071	141,378	143,36
108--109	74	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01742	1928	1926	2071,36	2071	143,364	145,35
109--110	67	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01577	1926	1927	2071,35	2071	145,347	144,33

110--111	121	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02848	1927	1907	2071,33	2071	144,331	164,3
111--112	75	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01765	1907	1886	2071,3	2071	164,302	185,28
112--113	86	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02024	1886	1870	2071,28	2071	185,285	201,26
113--114	39	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00918	1870	1847	2071,26	2071	201,264	224,26
114--115	10	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00235	1847	1847	2071,26	2071	224,255	224,25
115--116CP2	7	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00165	1847	1847	2071,25	2071	224,253	224,25
116CP2--117	80	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01883	1847	1860	2071,25	2071	224,251	211,23
117--118	73	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01718	1860	1864	2071,23	2071	211,232	207,22
118--119	63	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01483	1864	1870	2071,22	2071	207,215	201,2
119--120	77	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01812	1870	1876	2071,2	2071	201,2	195,18
120--121	38	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00894	1876	1883	2071,18	2071	195,182	188,17
121--122	108	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02542	1883	1900	2071,17	2071	188,173	171,15
122--123	48	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,0113	1900	1912	2071,15	2071	171,148	159,14
123--124	59	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01389	1912	1919	2071,14	2071	159,137	152,12
124--125	60	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01412	1919	1927	2071,12	2071	152,123	144,11
125--126	40	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00942	1927	1932	2071,11	2071	144,109	139,1
126--127	78	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01836	1932	1937	2071,1	2071	139,099	134,08
127--128	102	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02401	1937	1946	2071,08	2071	134,081	125,06
128--129CV	76	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01789	1946	1962	2071,06	2071	125,057	109,04
129CV3--130	60	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01412	1962	1961	2071,04	2071	109,039	110,02

130--131	50	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01177	1961	1962	2071,02	2071	110,025	109,01
131--132	80	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01883	1962	1960	2071,01	2071	109,013	110,99
132-133	38	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00894	1960	1960	2070,99	2071	110,994	110,99
133-134	39	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00918	1960	1963	2070,99	2071	110,985	107,98
134--135CV4	77	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01812	1963	1966	2070,98	2071	107,976	104,96
135CV6--136	61	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01436	1966	1964	2070,96	2071	104,958	106,94
136--137	102	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02401	1964	1960	2070,94	2071	106,944	110,92
137--138	39	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,00918	1960	1961	2070,92	2071	110,92	109,91
138--139	50	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01177	1961	1956	2070,91	2071	109,91	114,9
139--140	102	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,02401	1956	1946	2070,9	2071	114,899	124,87
140--141	50	0,0119	0,9	PVC	0,12988644	1,6	10	0,0002354	0,01177	1946	1937	2070,87	2071	124,875	133,86
141--142R5	40	0,0119	0,95	PVC	0,12642218	1,6	10	0,0002587	0,01035	1937	1934	2070,86	2071	133,863	136,85
142R5--143	80	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,0207	1934	1934	2070,85	2071	136,852	136,83
143--144	70	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01811	1934	1942	2070,83	2071	136,832	128,81
144--145	57	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01475	1942	1942	2070,81	2071	128,814	128,8
145--146	40	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01035	1942	1936	2070,8	2071	128,799	134,79
146--147	19	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,00492	1936	1936	2070,79	2071	134,789	134,78
147--148CP3	30	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,00776	1936	1941	2070,78	2071	134,784	129,78
148CP3--149	44	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01138	1941	1940	2070,78	2071	129,776	130,76
149--150	69	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01785	1940	1939	2070,76	2071	130,764	131,75
150--151	76	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01966	1939	1945	2070,75	2071	131,747	125,73
151--152	76	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01966	1945	1955	2070,73	2071	125,727	115,71

152--153	52	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01345	1955	1971	2070,71	2071	115,707	99,694
153--154	50	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01294	1971	1978	2070,69	2071	99,6939	92,681
154--155	40	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01035	1978	1981	2070,68	2071	92,6809	89,671
155--156	77	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01992	1981	1981	2070,67	2071	89,6706	89,651
156--157CV4	103	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,02665	1981	1989	2070,65	2071	89,6507	81,624
157CV4--158	70	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01811	1989	1998	2070,62	2071	81,624	72,606
158--159	63	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,0163	1998	2002	2070,61	2071	72,6059	68,59
159--160	69	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01785	2002	2004	2070,59	2071	68,5896	66,572
160--161	84	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,02173	2004	2003	2070,57	2071	66,5717	67,55
161--162	40	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01035	2003	2005	2070,55	2071	67,55	65,54
162--163	71	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01837	2005	2003	2070,54	2071	65,5397	67,521
163--164	45	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01164	2003	2003	2070,52	2071	67,5213	67,51
164--165	52	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01345	2003	2002	2070,51	2070	67,5096	68,496
165--166	45	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01164	2002	2000	2070,5	2070	68,4962	70,485
166--167	38	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,00983	2000	1998	2070,48	2070	70,4845	72,475
167--168	57	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01475	1998	1994	2070,47	2070	72,4747	76,46
168--169	30	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,00776	1994	1984	2070,46	2070	76,46	86,452
169--170	60	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01552	1984	1949	2070,45	2070	86,4522	121,44
170--171	41	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01061	1949	1948	2070,44	2070	121,437	122,43
171--172	45	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01164	1948	1964	2070,43	2070	122,426	106,41
172--173	56	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01449	1964	1981	2070,41	2070	106,414	89,4
173--174	65	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01682	1981	1992	2070,4	2070	89,3999	78,383
174--175CV6	76	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,01966	1992	2008	2070,38	2070	78,3831	62,363
175CV6--176	33	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	10	0,0002587	0,00854	2008	2007	2070,36	2070	62,3635	63,355
176--177R6	87	0,0114	0,95	PVC	0,1235143	1,6	16	0,0002587	0,02251	2007	2007	2070,35	2070	63,3549	63,332
177R6--178	100	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,04133	2007	2002	2070,33	2070	63,3324	68,291

178--179	67	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,02769	2002	1991	2070,29	2070	68,2911	79,263
179--180CP5	86	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,03554	1991	1983	2070,26	2070	79,2634	87,228
180--181	30	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,0124	1983	1975	2070,23	2070	87,2278	95,215
181--18CP3	60	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,0248	1975	1961	2070,22	2070	95,2154	109,19
182CP3--183	110	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,04546	1961	1886	2070,19	2070	109,191	184,15
183--184CV7	40	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,01653	1986	1991	2070,15	2070	84,1452	79,129
184CV7--185	39	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,01612	1991	1986	2070,13	2070	79,1287	84,113
185--186	103	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,04257	1986	1979	2070,11	2070	84,1125	91,07
186--187	102	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,04216	1979	1972	2070,07	2070	91,07	98,028
187--188	80	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,03306	1972	1969	2070,03	2070	98,0278	100,99
188--189	52	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,02149	1969	1965	2069,99	2070	100,995	104,97
189--190	60	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,0248	1965	1962	2069,97	2070	104,973	107,95
190--191CP6	55	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,02273	1962	1961	2069,95	2070	107,948	108,93
1991CP6--192	30	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,0124	1961	1962	2069,93	2070	108,926	107,91
192--193	75	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,031	1962	1963	2069,91	2070	107,913	106,88
193--194	62	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,02562	1963	1963	2069,88	2070	106,882	106,86
194--195	53	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,0219	1963	1962	2069,86	2070	106,857	107,83
195--196R7	73	0,011	0,95	PVC	0,12135176	1,1	16	0,0004133	0,03017	1962	1963	2069,83	2070	107,835	106,8
196R7--197	100	0,0094	0,95	PVC	0,11254523	1,1	16	0,0004133	0,04133	1963	1965	2069,8	2070	106,805	104,76
197--198CV7	55	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,02938	1965	1965	2069,76	2070	104,763	104,73
198CV7--199	101	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,05395	1965	1964	2069,73	2070	104,734	105,68
199--200	55	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,02938	1964	1964	2069,68	2070	105,68	105,65
200--201	40	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,02137	1964	1962	2069,65	2070	105,651	107,63

201--202	60	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,03205	1962	1957	2069,63	2070	107,629	112,6
202--203	60	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,03205	1957	1954	2069,6	2070	112,597	115,57
203--204CP7	120	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,0641	1954	1952	2069,57	2070	115,565	117,5
204CP7--205	78	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,04167	1952	1954	2069,5	2069	117,501	115,46
205--206	71	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,03793	1954	1954	2069,46	2069	115,459	115,42
206--207	40	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,02137	1954	1972	2069,42	2069	115,421	97,4
207--208	80	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,04273	1972	1982	2069,4	2069	97,4001	87,357
208--RST	63	0,0094	1,1	PVC	0,10459058	1,1	6	0,0005342	0,03365	1982	1988	2069,36	2069	87,3573	81,324

CHAP VII : EVALUATION DU COUT DU PROJET

VII.1. Généralités

L'évaluation du coût du projet (coût estimatif) de différentes unités du réseau résulte du prix forfaitaire ou du calcul de base des données établies dans le plan d'exécution.

A. Avant métré des travaux

Définition :

L'avant métré des travaux est un document de travail qui permet de connaitre le prix du projet et l'établissement d'un bon de commande pour les matériaux mis en œuvre pour l'exécution d'un projet.
Il est donc non seulement indispensable à l'entrepreneur pour étudier le marché mais aussi le maitre d'ouvrage pour la réservation de l'enveloppe financière.

VII.2. Devis quantitatif

Le devis estimatif donne le détail des travaux à réaliser et le résumé complet des quantités d'ouvrages nécessaires pour l'exécution des travaux projetés dans l'application des valeurs à ces quantités.

VII.2.1. Le captage

Pour le captage, on aménage la zone de captage et on construit la chambre collectrice non loin du lieu de captage. Le terrassement s'effectue en profondeur et en largeur jusqu'à la roche dure. L'ouverture et la fermeture de captage sont fixées forfaitairement pour l'ensemble de l'ouvrage. La quantité à terrasser sera mesurée au m^3 de terre en place.

On aura un drainage de 60m. Le tuyau de captage sera mesuré au mètre linéaire du tuyau posé. Il sera posé sur les matériaux filtrant comme le gravier et gros sable. La quantité de gravier et de sable à mètre en œuvre sera mesurée au m^3 .La mise en œuvre du gravier filtrant sera faite avant les tuyaux pour éviter que ceux-ci soient en contact avec le sol non filtrant qui risque de boucher les trous captant du tuyau. La feuille plastique sera mesurée au m^2 de feuille plastique posée.

La quantité d'argile sera mesurée au m^3 d'argile mise en œuvre.
La quantité de remblai sera mesurée au m^3 de terre compactée sauf le matériau filtrant. On mettra la terre au dessus du matériau filtrant puis on y mettra de la terre végétale où on va planter du gazon et des plantes sans longues racines et l'aire gazonnée sera mesurée au m^2.

VII.2.2. Le terrassement

Le terrassement pour le captage sera effectué en profondeur et en largeur jusqu'à la roche dure pour effectuer la collecte des eaux au maximum. Les mesures seront effectuées au m3 de terre en place selon les cotés enseignées aux plans.

$V=L*l*h*f$ avec $\begin{cases} L: \text{longueur du terrassement;} \\ l: \text{largeur du terrassement;} \\ h: \text{profondeur de terrassement} \\ f: \text{coefficient de foisonnement} \end{cases}$ $f = 2{,}5$ *pour notre cas*

V déblayé= $1m^3*(4*1*6*2,5)*6= 360\ m^3$ Les travaux de captage sont :

Dessouchage et débroussaillage= $1m^3*(20*20)*6=2400m^3$

VII.2.3. Chambre collectrice

Décapage de la terre végétale $=1m^3*(3+1)*(3+1)*0,2= 3,2\ m^3$

Fouille= $1m^3* 3*3*1,2=10,8\ m^3$

Volume de la maçonnerie= $1m^3*(3+3)*2*1,5=18m^3$

Les moellons occupent 80% du volume et le mortier 20% du volume maçonné.

Volume des moellons= $1m^3*18*0,8=14,4\ m^3$

Sable pour mortier= $1m^3*18*0,2= 3,6m^3$

Ciment=$250Kg/m^3* 3,6=900$ Kg soit 18 sac de ciment

Volume du béton :

- Béton pour radier= $1m^3* 3,2*3,2*0,2=2,048\ m^3$
- Béton de propreté=$1m^3* 3,2*3,2*0,05=0,512\ m^3$
- Béton pour dallette de couverture=$1m^3* 3*3*0,12=1,08\ m^3$

Pour 1m3 de béton de propreté, on a :

- 200kg de ciment ;
- $0,4m^3$ de sable ;
- $0,8\ m^3$ de gravier

Matériaux à utiliser :

- Ciment= $350Kg/m^3*(2,048+1,08) +200kg*0,48=1270,8kg$ soit 26 sacs
- Sable $=1m^3*0,4*(2,048+0,512+1,08)=1,456m^3$
- Gravier=$1m^3*0,8*(2,048+0,512+1,08)=2,912m^3$

Pour le couvercle, nous proposons les aciers Ø6 espacement de 20 Cm et les aciers Ø8pour le radier avec un espacement de 10cm.

Surface pour couvercle= $1m^2*3*3=9m^2$

Surface pour radier=$1m^2*3,2*3,2=10,24m^2$

Nombre d'acier pour couvercle = 10 m /m^2*$9m^2$*1,15=103,5ml, Soit 9Ø6 de 12m.

Nombre d'acier pour radier=10 m /m^2*$10,24m^2$*1,15=184ml, Soit 16Ø8 de 12m.

Surface coffrée=$1m^2*10,24*3,2*1,2*3,2= 28,288\ m^2$

Volume de planches= $0,019m*22,288\ m^2=0,537\ m^3$

Nombre de planches= $1p*\frac{0,537}{0,0105}$ =52 Planches

Nombre de perches= 1perche*($\frac{3,02}{0,5}$ + 1) 2/2=25 perches

Fil à ligaturer= 1kg*(0,222*9*12+0 ,374*16*12)*0,05=4,789kg

Clous=0,15kg*28,288=4,24kg

Matériaux nécessaires :

No	Matériaux	Quantité	Quantité pour 3 Chambres collectrice	
1	Ciment	44 sacs	132 sacs	264 sacs
2	Sable	5,056 m3	15,16 m^3	30,32 m^3
3	Gravier	2,912 m3	8,74 m^3	17,48 m^3
4	Moellons	14,4 m3	43,2 m^3	86,4 m^3
5	Aciers	9Ø6 de 12met 16Ø8 de 12 m	27Ø6 de 12m et 48Ø8 de 12 m	54Ø6 de 12m et 96Ø8 de 12 m
6	Clous	4,24 kg	12,72 kg	25,44kg
7	Planches	52 planches	156 planches	312 Planches
8	Perches	25 perches	75 perches	150 perches
9	Fil à ligaturer	4,789 kg	14,32 kg	78,74kg

(Tableau VII.1 : Matériaux pour 3 chambres collectrices)

VII.2.4. Conduite d'alimentation

Les conduites devront loger dans les canalisations où elles seront enrobées d'une couche de sols non susceptibles de porter atteinte au revêtement ou de leur soumettre des pressions excessives, soit généralement du sable.

Il faudra qu'au fond d'une tranchée soit plan tout au long d'une même pente afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de directions consécutives.

La largeur de la tranchée minimale se mesure au fond de la tranchée et doit comporter au moins 60 cm pour un diamètre de conduite allant jusqu'à 100mm.

Pour les diamètres ≥ 100 mm, la largeur de la tranchée sera prise égale à 80 cm. La conduite sera posée parallèlement au sol à une profondeur d'un m. Avant la mise en place de la conduite, une couche de sable de 10 cm sera placée au fond de la fouille. Après la pose de la conduite, on l'enrobe avec le sable jusqu'à 10 cm. Avant que les conduites ne soient descendues dans une tranchée, on doit réparer les dommages subis et bien les nettoyer, les tuyaux seront descendues soigneusement dans les tranchées et bien posés dans le prolongement les uns aux autres. Les extrémités des tuyaux seront bouchées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Des grains métalliques de protections seront prévus pour la protection des tuyaux en P.V.C aux extrémités des cours d'eau.

A. Travaux de canalisation

Les travaux de canalisation concernent :
Le volume des terres excavées (V_t)
Le volume du sable de la pose et d'enrobage (V_S)
Le volume du remblai de terre (V_r)
Le volume des déblais excédentaires(V_d)

$V_t = L * l * H * f$ $\qquad V_c = \frac{1}{4} * \pi * D^2 * L$

$V_S = L * (H' * l - \frac{D^2}{4} * \pi)$ $\qquad V_d = (V_c + V_S) * f * t$

$V_r = V_t - V_d$

Avec :
- V_C: volume de la conduite;
- V_d: volume du sable + conduite
- H′: epaisseur de la couche de sable + diametre de la conduite
- L: longueur des tuyaux
- l: largeur des tranchées
- h: profondeur des tranchées
- f: coefficient de foisonnement estimé à1,25
- t: coefficient de tassement estimé à 0,9

Diamètre (mm)	Hauteur de la couche d'enrobage(m)
160	0 ,4
110	0,31
90	0,29
75	0,28
63	0,263
40	0,24
32	0,234
25	0,225
20	0,18

(Tableau VII.2: 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)
160	8873	0.80	178.3	8873	2661.04	3194.3	5678.7	1
110	2320	0.80	22.03	2320	553.3	647.2	1672.8	1
90	1413	0.60	8.98	1059.75	236.8	276.5	783.2	1
75	1018	0.60	4.49	763.5	166.5	192.4	571.1	1
63	198	060	0.62	148.5	30.62	35.15	113.35	1
40	1944	060	2.44	1458	277.5	314.9	1143.1	1
32	1168	0.60	0.94	876	163.0	184.5	691.5	1
25	105	0.60	0.05	78.75	14.1	15.9	62.85	1
20	251	0.60	0.08	188.25	26.9	30.35	157.9	1
Total	17290	-	217.93	15765.75	4129.7	4891.2	10874.5	-

(Tableau VII .2 : Calcul des différents volumes)

Types des conduites	Longueur utile(m)	N^{bre} de conduites de 6m	Conduites à commander
PVCØ160	8873	1479	1553
PVCØ110	2320	387	406
PVCØ90	1413	236	248
PVCØ75	1018	170	179
PVCØ63	198	33	35
PVCØ40	1944	324	341
PVCØ32	1168	195	205
PVCØ25	105	18	19
PVCØ20	251	42	45

(Tableau VII.4 : Les longueurs de conduites)

VII.2.5. Chambres de vannes, de ventouses et de purges

Il faut décaper la terre végétale de 20 cm et on ajoute 1m sur les côtés pour avoir l'espace de travail. La maçonnerie des murs se fait en moellons avec enduit de 2cm. La profondeur de la fouille sera de 1,18m.

Volume à décaper=1m^3*2,2*2,2*0,2*14=13,552m^3

Fouille=1m^3*1,2*1,2*1,8*14=36,288m^3

Longueur développée de la base=1m*(1,2+1,2)*2=4,8m

Surface totale=1m^2*4,8*1,1*14=73,92m^2

Volume de la maçonnerie=1m^3*73,92*0,2=14,784m^3

- Moellon=14,784m3*1,2=17,74m^3
- Gros sable pour mortier=14,784m3*0,35=5,17m^3
- Ciment=250Kg/m^3*5,17m^3=1293,6kg soit 26 sacs

Calcul du volume du béton

- Dallette pour couverture= 1m^3*1,2*1,2*0,08*14=1,6128m^3
- Béton de propreté=1m^3*1,4*1,4*0,05*14=1,372m^3
- Béton de forme=1m^3*1,2*1,2*0,16*14=3,26m^3
- Gravier=1m^3*0,80*0,80*0,1*14=0,89m^3

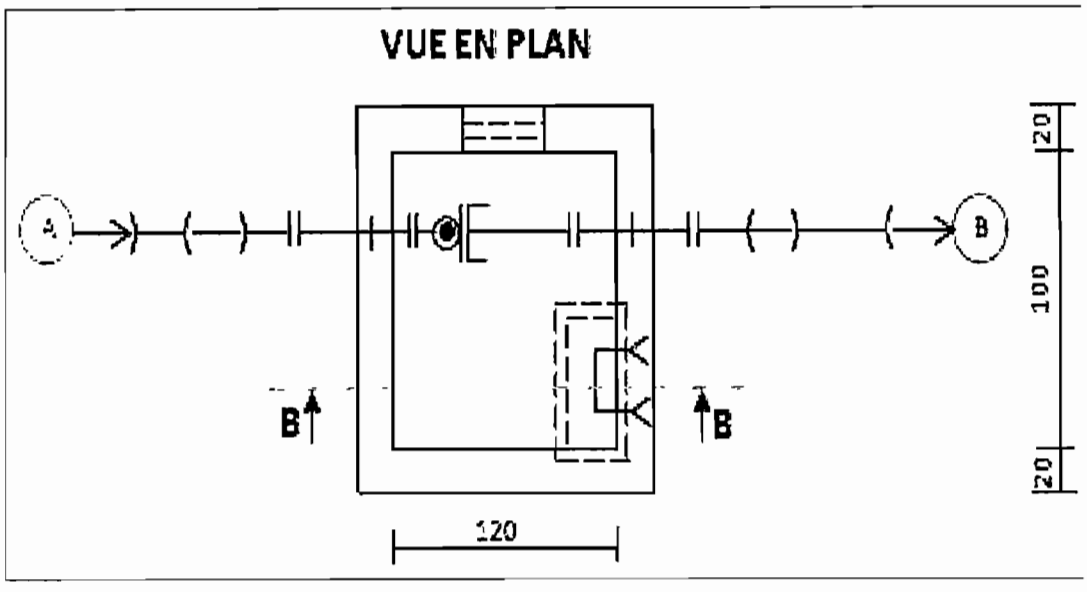
Béton au m^3

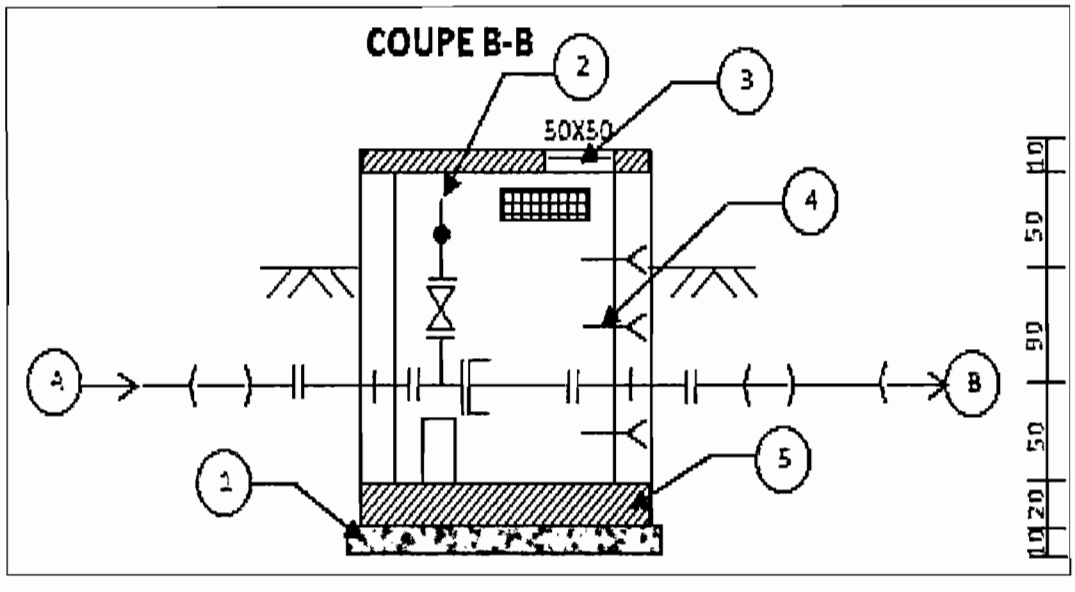
1. Sable=0,4m^3
2. Gravier=0,80m^3
3. Ciment=350Kg/m^3

Les quantités sont :

- Sable=1m^3*(0,4*1,62+0,4*3,26+0,4*1,37)=2,5m^3
- Ciment=1m^3*(350*1,62+350*3,26+0,4*1,37)=707,54kg soit 15 sacs
- Gravier=1m^3*(0,8*1,62+0,8* 3,26+0,4*1,37+0,89)=4,36m^3

Plan type de chambre de vannes, de ventouse et de purge:





Légende :

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

Nous choisissons pour la couverture et le radier les armatures Ø6 avec espacement de 20cm.

Surface de couvercle=$1m^2*1,2*1,2*14=20,16m^2$

Surface des radiers=$1m^2*1,4*1,4*14=27,44m^2$

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

Nombre total des aciers =$10m/m^2*14*(20,16+27,44)*1,15=766,36$ ml soit 64Ø6de 12m.

Pour le coffrage

Couvercle=$1m^2$*(20,16+4,8*0,06*14)=$24,192m^2$

Radier=$1m^2$*(27,44+5,6*0,12*14)=$36,848m^2$

Surface totale coffrée= $24,192m^2$+$36,848m^2$=$61,04m^2$

Volume de planches= $1m^3$*0,010*61,04=$1,160m^3$

Nombre de planche=1planche*$\frac{1,160}{0,0105}$ = 111 planhes

Fil à ligaturer= 1kg*0,222*12*64*0,05=8,530 kg

Clous=0,15Kg/m^2*$61,04m^2$=9,156kg

N°	Matériaux	Quantité
1	Ciment	41sacs
2	Sable	7,67 m3
3	Gravier	4,26m3
4	Acier	64 Ø6 de 12 m
5	Moellons	17,74m3
6	Fil à ligaturer	8,53kg
7	Planches	111planhes
8	Clous	9,156kg

(Tableau VII.5: Matériaux pour les chambres de vannes, ventouse et purges)

VII.2.6. Les ouvrages de stockage

Nous avons huit types de réservoirs : Deux de $10m^3$, deux de $15m^3$, un de $20m^3$, un de $25m^3$, un de $100m^3$ et un de $400m^3$.

Quantité pour réservoir de $10m^3$

Volume de la terre décapée=$1m^3$*$\frac{5,84^2}{4}$*3,14*0,2*2=$10,70m^3$

Fouille=$1m^3$*$\frac{5,84^2}{4}$*3,14*0,8*2=$42,8m^3$

Béton de propreté=$1m^3$*$\frac{3,84^2}{4}$ *3,14*0,05*2=$1,16m^3$

- Sable=$1,16m^3$*0,4=$0,47m^3$
- Gravier=$1,16m^3$*0,8=$2,16m^3$
- Ciment=100kg*1 ,16=111kg soit 3sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3$*$\frac{3,84^2}{4}$*3,14*0,3*2=$6,95m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3$*$\frac{3,64^2}{4}$*3,14*0,015*2= $3,12m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$6,95m^3$+$3,12m^3$=$10,07m^3$

- Sable=$10,07m^3$*0,4=$4,03m^3$
- Gravier=$10,07m^3$*0,8=$8,06m^3$
- Ciment=300 Kg/m^3*$10,07m^3$=3021kg soit 61sacs

Armatures :

1. Choix pour radier est Ø10 avec espacement de 10cm
2. Choix pour couvercle estØ6avec espacement de 17,5cm

Nombre d'armature sur une longueur de 3,84m=$\frac{3,84}{0,1}$=39 armatures de 3,84m
Sur deux lits on a : 39 armatures *2=78armatures de 3,84m
Une longueur de 12m comporte 3armatures de 3,84m
Nous avons en tout 1Ø10 $*\frac{78}{3}$=26Ø10

Surface du radier ou couvercle=1m²*$\frac{3,84^2}{4}$*3,14=10,40 m²
Surface à coffrée= (10,40 m²+3,84m*3,14*0,3+ 3,64* 3,14*0,13)*2=31m²
Volume de planches=1m^3*0,019*31,00=0,59m^3
Nombres de planches=1planche*$\frac{0,59}{0,0105}$ = 56 planhes
Quantités de clous=0,15Kg/m^2* 31m²=4,65kg
Volume de la maçonnerie=1m^3*3,64*3,14*1,60*0,3*2=10,98m^3

- Moellons=10,98m3*1,2=13,17m^3
- Sable pour mortier=10,98m3*0,35=3,84m^3
- Ciment=250kg*3,84=960kg soit 20 sacs

Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{3,02^2}{4}$*3,14*0,02*2=0,57m^3
Volume sur parois latérale=1m^3*3,02*3,14*1,39*0,02*2=0,54m^3
Volume total=0,57m^3+0,54m^3=1,11m^3

- Sable pour mortier=1,11m^3
- Ciment=300kg*1,11= 333kg soit 7sacs

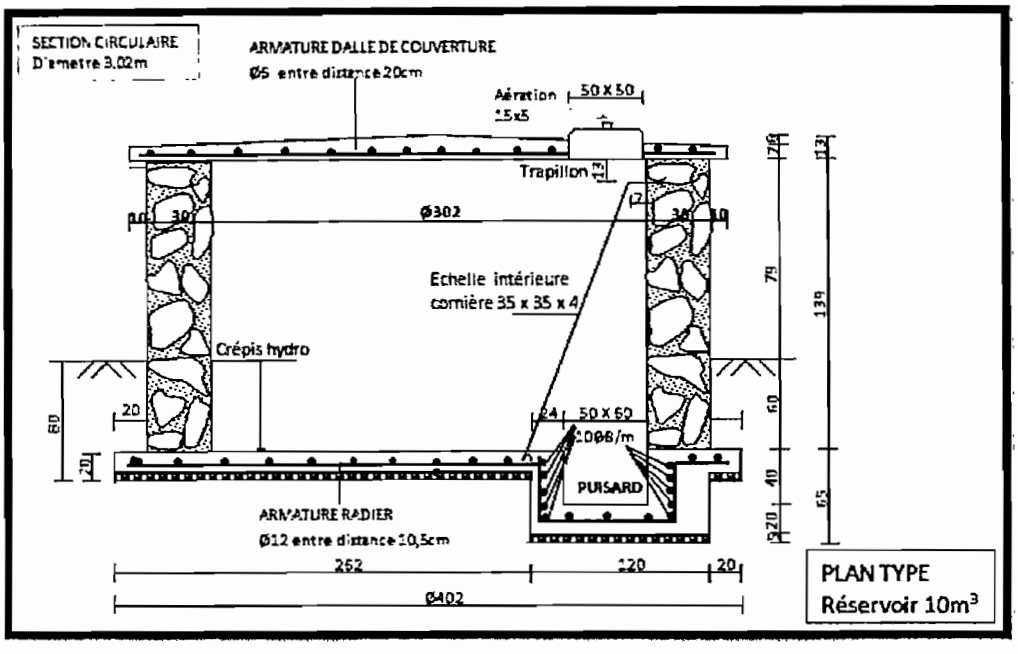
Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{3,02^2}{4}$*3,14*0,02*2=0,86m^3
Volume sur parois latérale=1m^3*3,02*3,14*1,39*0,03*2=0,80m^3
Volume total=0,86m^3+0,80m^3=1,66m^3

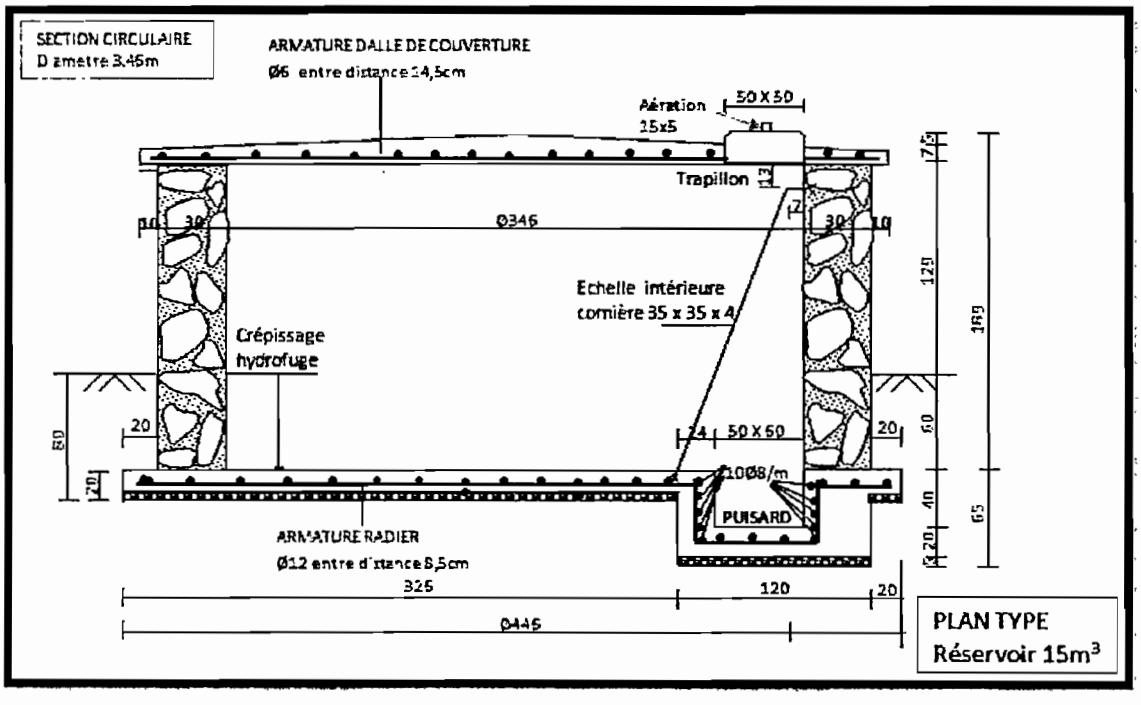
- Sable pour mortier=1661m^3
- Ciment=300kg*1,66= 664kg soit 14sacs

Produit étanches=2% de 664kg=13,28kg soit 14kg

Schéma du réservoir de 10m^3



Quantité pour réservoir de 15m^3



Volume de la terre décapée=$1m^3*\frac{6,16^2}{4}*3,14*0,2*2=12,30m^3$

Fouille=$1m^3*\frac{6,16^2}{4}*3,14*0,8*2=49,3m^3$

Béton de propreté=$1m^3*\frac{4,26^2}{4}*3,14*0,05*2=1,43m^3$

- Sable=$1,43m^3*0,4=0,57m^3$
- Gravier=$1,43m^3*0,8=1,14m^3$
- Ciment=100kg*1 ,43=143kg soit 3sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3*\frac{4,26^2}{4}*$ $*3,14*0,3*2=8,55m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3*\frac{4,26^2}{4}*3,14*0,015*2= 3,99m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$8,55m^3+3,99m^3=12,54m^3$

- Sable=$12,54m^3*0,4=5,02m^3$
- Gravier=$12,54m^3*0,8=10,04m^3$
- Ciment=300Kg /m^3*12,54m3=3762kg soit 76sacs

Armatures :

1. Choix pour radier est Ø10 avec espacement de 10cm
2. Choix pour couvercle estØ6avec espacement de 17,5cm

Nombre d'armature sur une longueur de 4,26m=$\frac{4,26}{0,1}$=43 armatures de 4,26m

Sur deux lits on a : 43 armatures *2=86armatures de 4,26m

Pour le couvercle on a : $\frac{4,26}{0,75}$=25 armatures

Une longueur de 12m comporte 2armatures de 4,26m

Nous avons en tout 1Ø10 $*\frac{25}{2}$=13Ø10

Surface du radier ou couvercle=$1m^2*\frac{4,06^2}{4}*3,14=12,90\ m^2$

Surface à coffrée= (12,90 m^2+4,26m*3,14*0,3+ 4,06* 3,14*0,14)*2=37,4m^2

Volume de planches=$1m^3*0,019*37,40=0,71m^3$

Nombres de planches=1planche*$\frac{0,71}{0,0105}$ = 68 planhes

Quantités de clous=0,15Kg/m^2* 37,04m^2=5,61kg

Volume de la maçonnerie=$1m^3*4,06*3,14*2,2*0,3*2=16,83m^3$

- Moellons=14,54m3*1,2=20,20m^3
- Sable pour mortier=$16,83m^3*0,35=5,89m^3$
- Ciment=250kg*5,89=1473kg soit 30 sacs

Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)

Volume du mortier sur les deux bases=$1m^3*\frac{3,46^2}{4}*3,14*0,02*2*2=0,75m^3$

Volume sur parois latérale=$1m^3*3,02*3,14*1,39*0,03*2=0,83m^3$

Volume total=$0,75m^3+0,83m^3=1,58m^3$

- Sable pour mortier=$1,58m^3$
- Ciment=300kg*1,58= 474kg soit 10sacs

Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)

Volume du mortier sur les deux bases=$1m^3*\frac{3,46^2}{4}*3,14*0,03*2*2=1,14m^3$

Volume sur parois latérale=$1m^3*3,46*3,14*1,39*0,03*2*2=1,24m^3$

Volume total=$1,14m^3+1,24m^3=2,38m^3$

- Sable pour mortier=$2,38m^3$
- Ciment=300kg*2,38= 714kg soit 15sacs

Produit étanches=2% de 714kg=15 kg

Quantité pour réservoir de 20 m^3

Volume de la terre décapée=$1m^3*\frac{6,01^2}{4}*3,14*0,2*=5,7m^3$

Fouille=$1m^3*\frac{6,01^2}{4}*3,14*0,8=22,7m^3$

Béton de propreté=$1m^3*\frac{4,61^2}{4}*3,14*0,05=0,83m^3$

- Sable=$0,83m^3*0,4=0,34m^3$
- Gravier=$0,83m^3*0,8=0,68m^3$
- Ciment=100kg*0 ,83=63kg soit 2sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3*\frac{4,61^2}{4}*3,14*0,3=5,00m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3*\frac{4,41^2}{4}*3,14*0,015= 2,3m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$5,00m^3+2,3m^3=7,3m^3$

- Sable=$7,3m^3*0,4=2,92m^3$
- Gravier=7,3m3*0,8=$5,94m^3$
- Ciment=300KN /m^3*$7,3m^3$=2190kg soit 44sacs

Armatures :

- Choix pour radier est Ø10 avec espacement de 10cm
- Choix pour couvercle est Ø6 avec espacement de 17,5cm

Nombre d'armature sur une longueur de 4,26m=$\frac{4,61}{0,1}$=47 armatures de 4,61m

Sur deux lits on a : 47 armatures *2=94armatures de 4,61m

Pour le couvercle on a : $\frac{4,61}{0,75}$=27 armatures

Une longueur de 12m comporte 2armatures de 4,61m

Nous avons en tout 1Ø10* $\frac{27}{2}$=14Ø10

Surface du radier ou couvercle=$1m^2*\frac{3,81^2}{4}*3,14=11,4\ m^2$

Surface à coffrer= (11,40 m^2+4,61m*3,14*0,3+ 4,41* 3,14*0,15)*2=$17,82m^2$

Volume de planches=$1m^3*0,019*17,82=0,34m^3$

Nombres de planches=1planche*$\frac{0,34}{0,0105}$ = 33 planhes

Quantités de clous=0,15Kg/m^2* $17,82m^2$=2,67kg

Volume de la maçonnerie=$1m^3*4,41*3,14*2,3*0,3=9,56m^3$

- Moellons=9,55m3*1,2=11,46m^3
- Sable pour mortier=9,55m3*0,35=3,34m^3
- Ciment=250kg*3,34=835kg soit 17 sacs

Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{3,81^2}{4}$*3,14*0,02*2=0,46m^3

Volume sur parois latérale=1m^3*3,81*3,14*2,02*0,02*2=0,48m^3

Volume total=0,46m^3+0,48m^3=0,94m^3

- Sable pour mortier=0,94m^3
- Ciment=300kg*0,94= 282kg soit 6sacs

Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{3,81^2}{4}$*3,14*0,03*2=2,74m^3

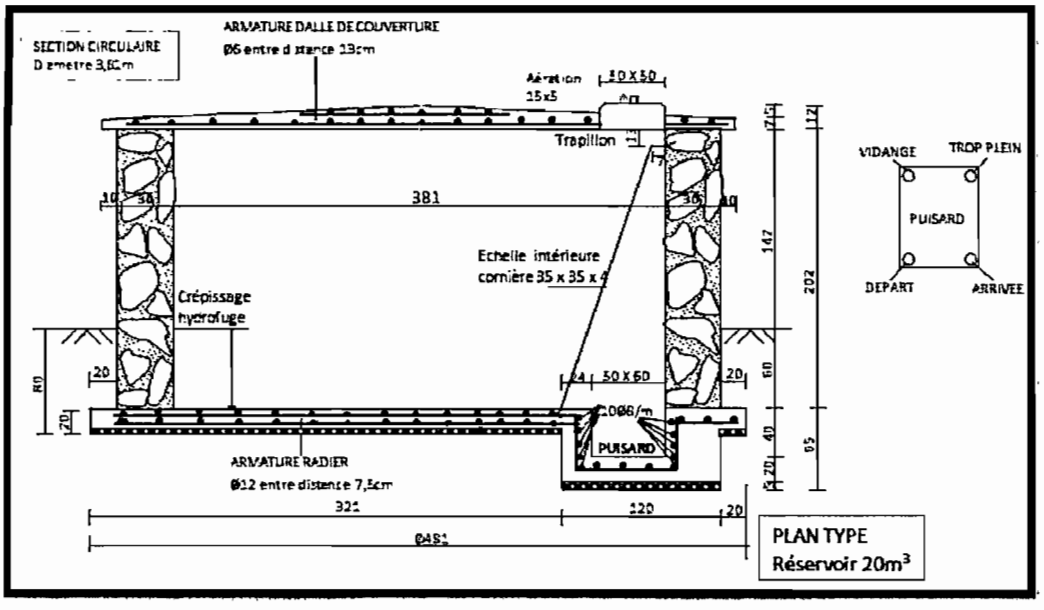
Volume sur parois latérale=1m^3*3,81*3,14*2,02*0,03*2=0,73m^3

Volume total=2,74m^3+0,73m^3=3,47m^3

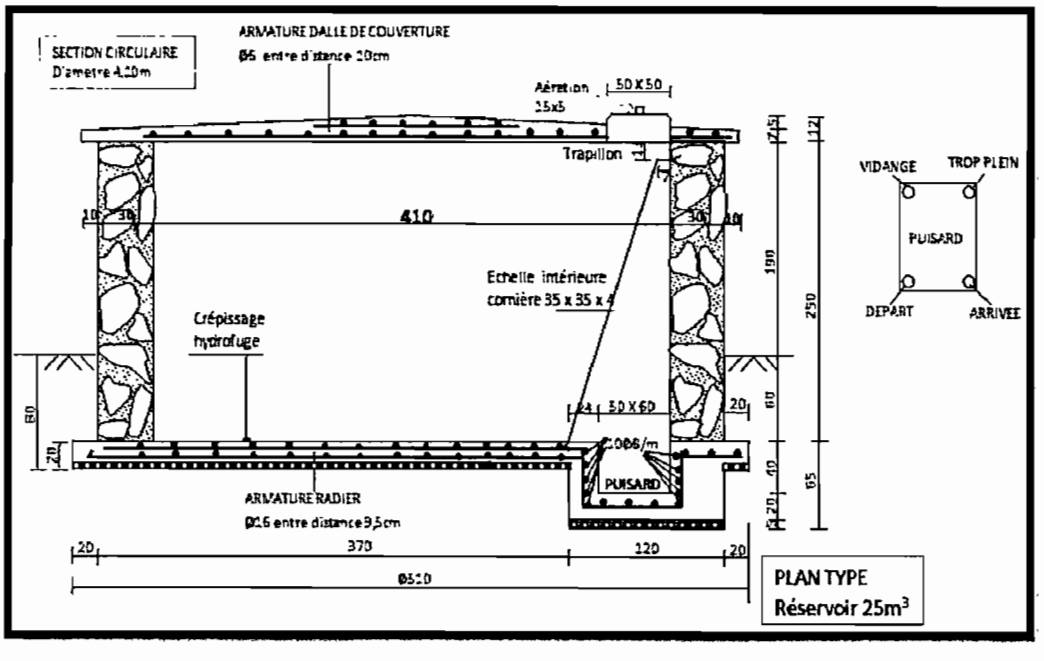
- Sable pour mortier=3,47m^3
- Ciment=300kg*3,47= 1041kg soit 21sacs

Produit étanches=2% de 1041kg=21 kg

Schéma du réservoir de 20m^3



Quantité pour réservoir de 25m^3



Volume de la terre décapée=$1m^3*\frac{6,9^2}{4}*3,14*0,2*=7,48m^3$

Fouille=$1m^3*\frac{6,9^2}{4}*3,14*0,8=29,9m^3$

Béton de propreté=$1m^3*\frac{4,9^2}{4}*3,14*0,05=0,95m^3$

- Sable=$0,95m^3*0,4=0,38m^3$
- Gravier=$0,95m^3*0,8=0,76m^3$
- Ciment=100kg*0 ,95=95kg soit 2sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3*\frac{4,9^2}{4}*3,14*0,3=5,66m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3*\frac{4,7^2}{4}*3,14*0,16= 2,78m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$5,66m^3+2,78m^3=8,44m^3$

- Sable=$8,44m^3*0,4=3,38m^3$
- Gravier=8,44m3*0,8=$6,76m^3$
- Ciment=$300KN/m^3*8,44m^3$=2532kg soit 51sacs

Armatures :

1. Choix pour radier est Ø10 avec espacement de 10cm
2. Choix pour couvercle est Ø6 avec espacement de 17,5cm

Nombre d'armature sur une longueur de 4,9m=$\frac{4,9}{0,1}$=49 armatures de 4,61m

Sur deux lits on a : 49 armatures *2=98armatures de 4,9m

Pour le couvercle on a :$\frac{4,9}{0;75}$=27 armatures

Une longueur de 12m comporte 2armatures de 4,9m

Nous avons en tout $1Ø10*\frac{27}{2}=14Ø10$

Surface du radier ou couvercle=$1m^2*\frac{4,10^2}{4}*3,14=13,2\ m^2$

Surface à coffrer= $(13,2\ m^2+4,9m*3,14*0,3+ 4,7* 3,14*0,16)*2=20,18m^2$

Volume de planches=$1m^3*0,019*20,18=0,39m^3$

Nombres de planches=$1planche*\frac{0,39}{0,0105}$ = 37 planhes

Quantités de clous=$0,15Kg/m^2*$ $20,18m^2$=3kg

Volume de la maçonnerie=$1m^3*4,70*3,14*2,5*0,3=11,06m^3$

- Moellons=$11,06m^3*1,2=13,29m^3$
- Sable pour mortier=11,06m3*0,35=$3,87m^3$
- Ciment=250kg*3,87=968kg soit 20 sacs

Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)

Volume du mortier sur les deux bases=$1m^3*\frac{4,10^2}{4}*3,14*0,02*2=0,53m^3$

Volume sur parois latérale=$1m^3*4,10*3,14*2,17*0,03=0,56m^3$

Volume total=$0,53m^3+0,56m^3=1,09m^3$

- Sable pour mortier=$1,09m^3$
- Ciment=300kg*1,09= 2327kg soit 7sacs

Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)

Volume du mortier sur les deux bases=$1m^3*\frac{4,10^2}{4}*3,14*0,03*2=0,8m^3$

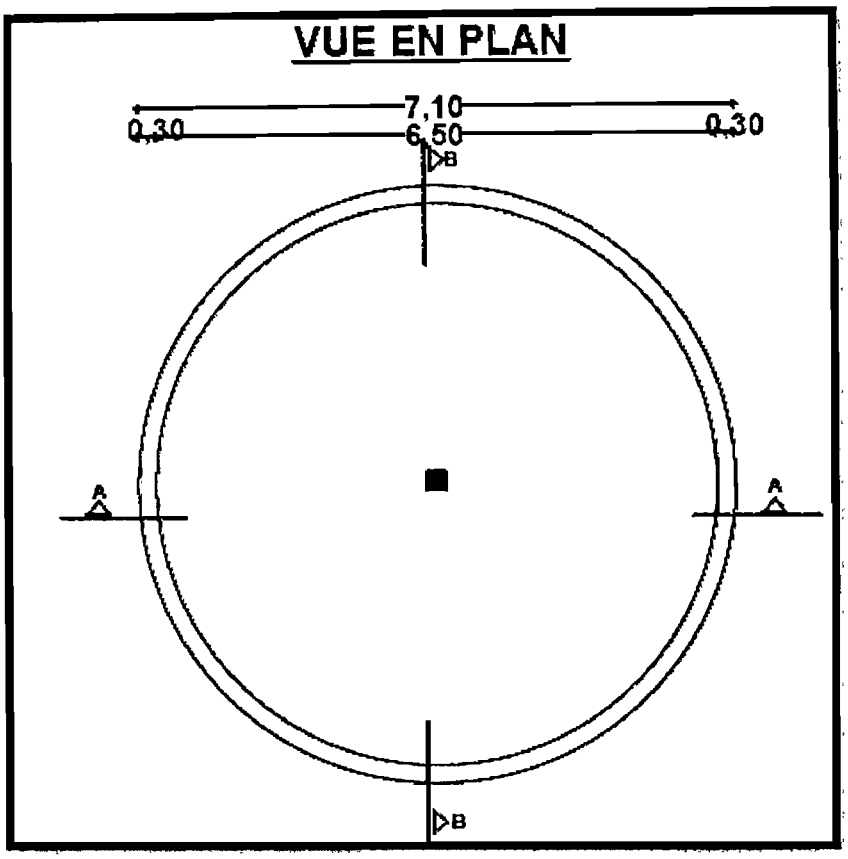
Volume sur parois latérale=$1m^3*4,10*3,14*2,17*0,03=0,84m^3$

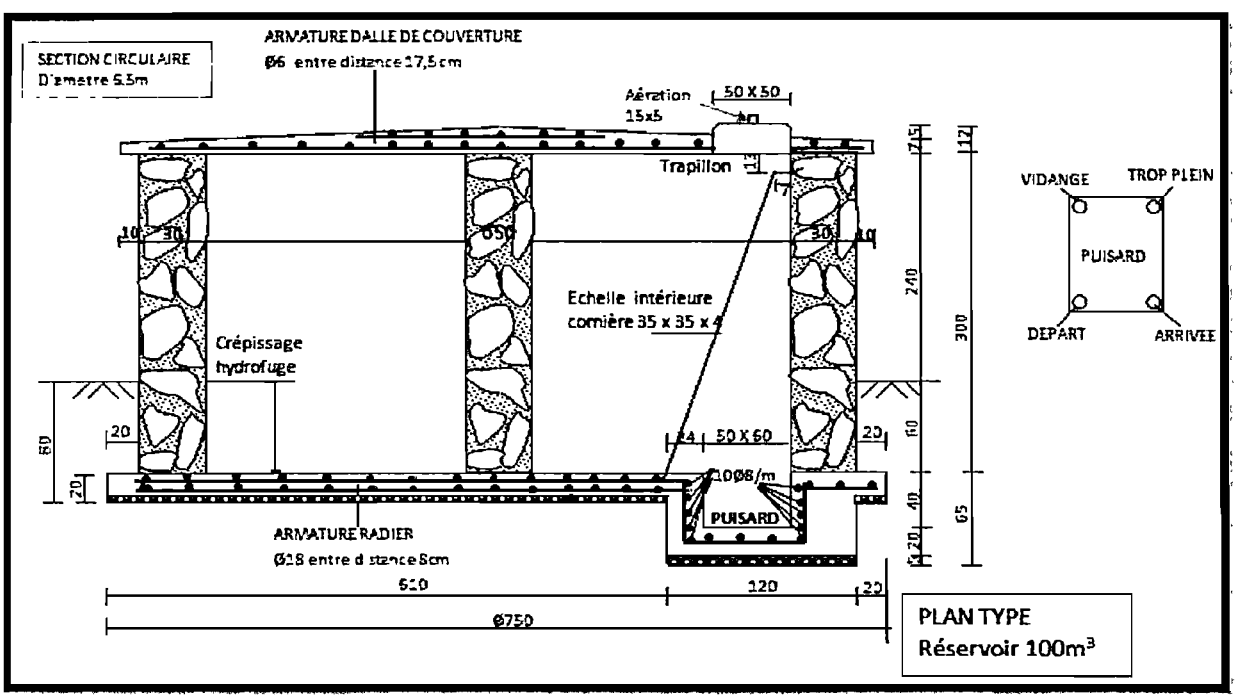
Volume total=$0,8m^3+0,84m^3=1,64m^3$

- Sable pour mortier=$1,64m^3$
- Ciment=300kg*1,64= 492kg soit 10sacs

Produit étanches=2% de 492kg=10 kg

Quantité pour réservoir de 100m^3





Volume de la terre décapée=$1m^3*\frac{8,3^2}{4}*3,14*0,2*=10,81m^3$

Fouille=$1m^3*\frac{8,3^2}{4}*3,14*1,8=97,35m^3$

Béton de propreté=$1m^3*\frac{7,3^2}{4}*3,14*0,05=2,10m^3$

- Sable=$2,10m^3*0,4=0,84m^3$
- Gravier=$2,10m^3*0,8=1,68m^3$
- Ciment=100kg*2 ,10=210kg soit 5sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3*\frac{7,3^2}{4}*3,14*0,4=16,74m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3*\frac{7,1^2}{4}*3,14*0,11= 4,36m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$16,74m^3+4,36m^3=21,1m^3$

- Sable=$21,1m^3*0,4=8,44m^3$
- Gravier=21,1m3*0,8=$16,88m^3$
- Ciment=300 Kg/m^3*21,1m3=6330kg soit 127sacs

Armatures :

- Choix pour radier est Ø10 avec espacement de 10cm
- Choix pour couvercle estØ6avec espacement de 17,5cm

Nombre d'armature sur une longueur de 7,3m=$\frac{7,3}{0,1}$=73 armatures de 7,3m

Sur deux lits on a : 73 armatures *2=146 armatures de 7,3m

Pour le couvercle on a : $\frac{7,3}{0,75}$=41 armatures

Une longueur de 12m comporte 1armature de 7,3m

Nous avons en tout 1Ø10 $*\frac{41}{2}$=21Ø10

Surface du radier ou couvercle=$1m^2*\frac{6,5^2}{4}*3,14=33,2\ m^2$

Surface à coffrer= (33,2 m^2+7,1m*3,14*0,4+ 7,1* 3,14*0,11)*2=$44,9m^2$

Volume de planches=$1m^3*0,019*44,9=0,86m^3$

Nombres de planches=1planche*$\frac{0,86}{0,0105}$ = 82 planhes

Quantités de clous=0,15Kg/m^2* $44,9m^2$=6,8kg

Volume de la maçonnerie=$1m^3*7,1*3,14*2,9*0,4=25,86m^3$

- Moellons=$25,86m^3*1,2=31,03m^3$
- Sable pour mortier=$25,86m^3*0,35=9,05m^3$
- Ciment=250kg*9,05=2262,5kg soit 46 sacs

Volume du Poteau=$1m^3*(0,2*0,2*2,9)=0,12m^3$

1. Sable=0,12m3*0,4=$0,04m^3$
2. Gravier=0,1m3*0,8=$0,08m^3$
3. Ciment=400Kg/m^2*0,12=48kg soit un sac

Surface du poteau à coffrer=$1m^2*0,2*4*2,9=2,32m^2$

Volume planche=$1m^3*0,019*2,32=0,044m^3$

Nombre de planche=1p*$\frac{0,044}{0,0105}$=5planches

Clous=0,15 kg*2,32=0,5kg

Longueur de l'armature longitudinale du poteau=1m*(2,9+0,1+0,3+0,5)*2=4,3m

Sur 12m nous avons 2armatures

Nombre d'armature total=2armatures*3=6 armatures, soit 2Ø10 de 12m

Longueur de l'étrier=1m*(0,17*4+0,03*2)=0,74m

Nombre total d'étrier=$\frac{4,3}{0,15}$+1= 30 étriers

Pour 1Ø6 nous avons 1étrier*$\frac{12}{0,74}$= 16 étriers

Avec 30 étriers, nous devons avoir 2Ø6 de 12m

Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{6,5^2}{4}$*3,14*0,02*2=1,32m^3

Volume sur parois latérale=1m^3*6,5*3,14*2,9*0,02=1,18m^3

Volume total=1,32m^3+1,18m^3=2,50m^3

- Sable pour mortier=2,50m^3
- Ciment=300kg*2,50= 750 kg soit 15sacs

Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)

Volume du mortier sur les deux bases=1m^3*$\frac{6,5^2}{4}$*3,14*0,03*2=1,99m^3

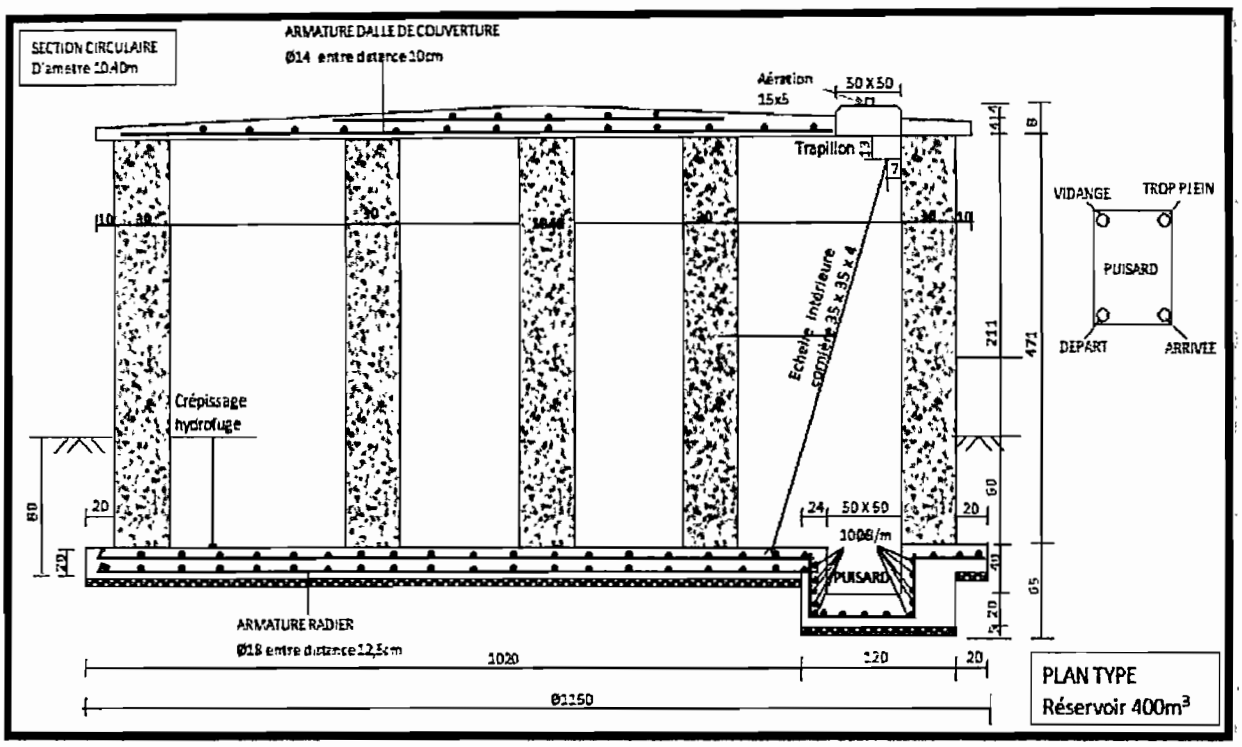
Volume sur parois latérale=1m^3*6,5*3,14*2,9*0,03=1,77m^3

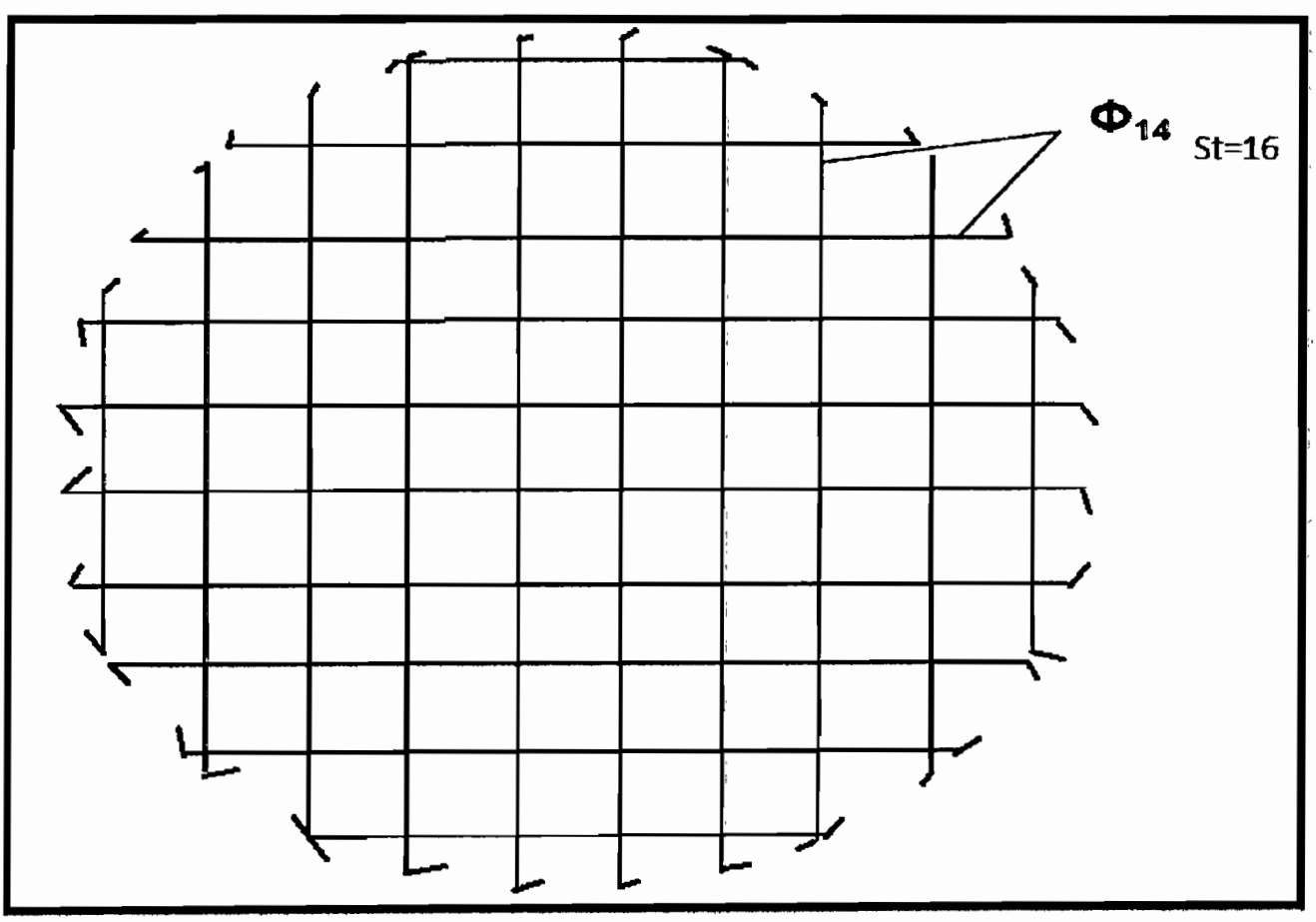
Volume total=1,99m^3+1,77m^3=3,76m^3

- Sable pour mortier=3,76m^3
- Ciment=300kg*3,76= 1128kg soit 23sacs

Produit étanches=2% de 1128kg=23 kg

Quantité pour réservoir de 400m^3





Volume de la terre décapée=$1m^3*\frac{12,4^2}{4}*3,14*0,2*=24,15m^3$

Fouille=$1m^3*\frac{12,4^2}{4}*3,14*265,6=97,35m^3$

Béton de propreté=$1m^3*\frac{11,4^2}{4}*3,14*0,05=5,10m^3$

- Sable=$5,10m^3*0,4=2,04m^3$
- Gravier=$5,10m^3*0,8=4,08m^3$
- Ciment=100kg*5 ,10=510kg soit 11sacs

Volume du béton pour radier=$1m^3*\frac{11,4^2}{4}*3,14*0,4=40,8m^3$

Volume du béton pour couvercle=$1m^3*\frac{11,4}{4}*3,14*0,09= 8,87m^3$

Volume total du béton pour couvercle et radier=$40,8m^3+8,87m^3=49,67m^3$

- Sable=$49,67m^3*0,4=19,87m^3$
- Gravier=49,67m3*0,8=$39,74m^3$
- Ciment=300 Kg/m^3*49,67m3=14901kg soit 299sacs

Armatures :

- Choix pour radier est Ø14 avec espacement de 10cm
- Choix pour couvercle est Ø8avec espacement de 17,5cm

  Pour le radier, le nombre d'armature=$\frac{11,4}{0,1}$=114 armatures

  Sur les deux lits nous avons 114 armatures*2=288 armatures soit 228Ø14 de 12m.

  Pour le couvercle on a : $\frac{11,2}{0,15}$=76armatures

  Sur les deux lits nous avons 76 armatures*2=152 armatures soit 152Ø8 de 12m.

Surface du radier ou couvercle=$1m^2*\frac{10,4^2}{4}*3,14=84,9\ m^2$

Surface à coffrer= $(84,9m^2+12m*3,14*0,4+ 11,2* 3,14*0,09+0,2*4*5,10)*2=139,8m^2$

Volume de planches=$1m^3*0,019*139,8=2,66$

Nombres de planches=1planche*$\frac{2,66}{0,0105}$ = 253 planhes

Quantités de clous=$0,15Kg/m^2*$ $139,8m^2=20,98kg$

Volume de la maçonnerie=$1m^3*11,2*3,14*5,10*0,4=71,75m^3$

- Moellons=$71,75m^3*1,2=86,09m^3$
- Sable pour mortier=$71,75m^3*0,35=25,11m^3$
- Ciment=250kg*25,11=6277,5kg soit 126 sacs

Volume du Poteau=$1m^3*(0,2*0,2*5,10)*9=1,84m^3$

- Sable=1,84m3*0,4=$0,74m^3$
- Gravier=1,84m3*0,8=$1,48m^3$
- Ciment=$400Kg/m^2*1,84$=736kg soit 15 sac

Surface du poteau à coffrer=1m²*0,2*4*5,10*9=36,8m²
Volume des planche=1m³*0,019* 36,8=0,70m³
Nombre de planche=1p*$\frac{0,70}{0,0105}$=67planches
Clous=0,15 kg*2,32=36,8kg
Longueur de l'armature longitudinale du poteau=1m*(5,10+0,07+0,4+0,5)*2=6,57m
Sur 12m nous avons 1armature
Nombre d'armature total=1armatures*6*9=56 armatures, soit 56Ø10 de 12m
Longueur de l'étrier=1m*(0,17*4+0,03*2)=0,74m
Nombre total d'étrier= ($\frac{5,8}{0,15}$+1)*9= 360 étriers
Pour 1Ø6 nous avons 1étrier*$\frac{12}{0,74}$= 16 étriers
Avec 360 étriers, nous devons avoir $\frac{360}{12}$ = 23Ø6 de 12m
Revêtement intérieur (épaisseur de 2cm)
Volume du mortier sur les deux bases=1m³*$\frac{10,4^2}{4}$*3,14*0,02*2=3,4m³
Volume sur parois latérale=1m³*10,4*3,14*5,10*0,02=3,3m³
Volume total=3,4m³+3,3m³=6,7m³

- Sable pour mortier=6,7m³
- Ciment=300kg*6,7= 2040 kg soit 41sacs

Chape lisse étanche (épaisseur=3cm)
Volume du mortier sur les deux bases=1m³*$\frac{10,4^2}{4}$*3,14*0,03*2=5,09m³
Volume sur parois latérale=1m³*10,4*3,14*5,10*0,03=5,00m³
Volume total=5,09m³+5,00m³=10,09m³

- Sable pour mortier=10,09m³
- Ciment=300kg*10,09= 3027kg soit 61sacs

Revêtement intérieur des poteaux (épaisseur de 3cm)
Volume du mortier=1m³*[(0,26+0,2)*2]*0,03*5,10*9=1,27m³
Sable pour mortier=1,27m³
Ciment=300kg*1,27= 381 kg soit 8sacs
Quantité totale du ciment pour revêtement intérieur= 3027kg+381kg= 3408kg soit 69 sacs.
Produit étanches=2% de 3408kg soit 68,2 kg donc 2sacs.

Récapitulation des matériaux pour les réservoirs

N°	Matériaux	Quantités	Unités
1	Sable	135 ,1	m^3
2	Ciment	1254,8	m^3
3	Gravier	99,48	m^3
4	Moellons	175,25	m^3
5	AmaturesØ6	107Ø6 de 12m	ml
	AmaturesØ8	152Ø8 de 12m	ml
	AmaturesØ10	367Ø10 de 12m	ml
	AmaturesØ12	230Ø12 de 12m	ml
6	Clous	46,43	kg
7	Fil à ligaturer	2598	kg
8	Nombre de planches	601	Pièces

(Tableau VII.6: Quantités des matériaux pour réservoirs)

Les bornes fontaines

Notre réseau comporte sept(7) bornes fontaines c'est-à-dire que chaque réservoir a une borne fontaine sauf le réservoir de stockage de 400m^3 et on a 6 bornes fontaines et le septième se trouve tout près de la chambre collectrice.

Décapage de la terre végétale=1m^3*(2+1)*(2+1)*0,2*7=12,6 m^3

Fouille=1m^3*2*2*0,3*7=8,4m^3

Béton de propreté=1m^3*2*2*0,05*7=1,4m^3

Béton de la plate forme=1m^3*2*2*0,15*7=4,2m^3

Béton de pilier pour robinet= 1m^3*$\frac{0,25*0,25}{2}$*3,14*0,96*7=0,66m^3

Dosage béton de propreté=150Kg/m^3

Béton de la plate forme= 350 Kg/m^3

Béton du pilier pour robinet=250Kg/m^3

Ciment=1kg*[(150*1,4) + (350*4,2) + (250*0,66)]*1,05=1938kg soit 39sacs

Sable=1m^3*0,4*(1 ,4+4,2+0,66)*1,1=2,76m^3

Gravier=1m^3*0,8*(1 ,4+4,2+0,66)*1,1=5,5m^3

Nous adoptons des aciersØ6 pour le pilier du robinet :

Surface du pilier=1m^2*0,25*3,14*0,96*7=5,28m^2

Armatures des piliers=10m/m^2*5,28m^2*1,15=60,6m d'acierØ6 soit 6Ø6 de 12m de longueur.

Coffrage : Surface e la plate forme=1m^2*2*0,15*4*7=8,4m^2

Surface du pilier=1m^2*0,25*3,14*0,96*7=9,28m^2

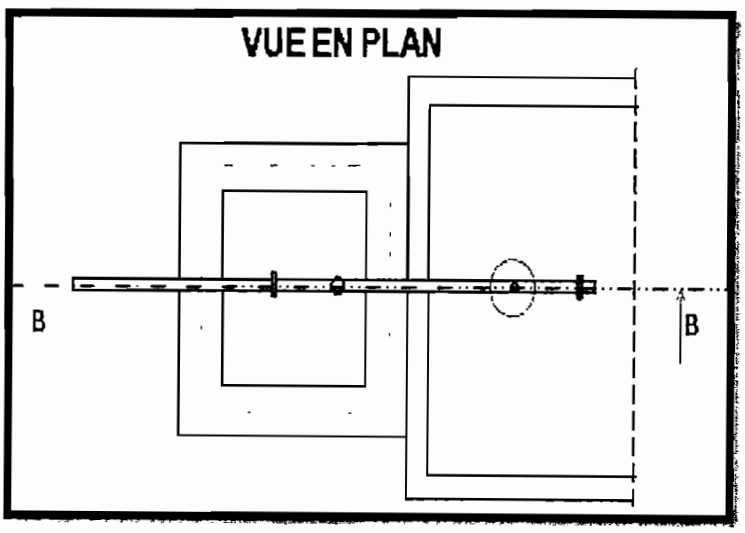
Surface totale à coffrer=17,68m^2

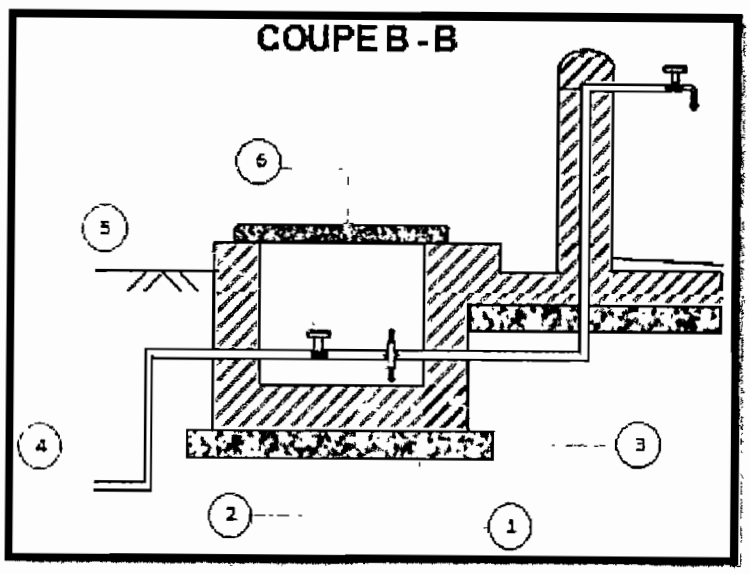
Nombre de planches=1P*$\frac{0,019*17,68}{0,0105}$=32 planches

Quantités de clous=0,15kg/m^2*9,28m^2=1,4kg

N°	Matériaux	Quantité
1	Ciment	39 sacs
2	Sable	2,76m^3
3	Gravier	5,5m^3
4	Acier	**6Ø6** de 12m
5	Fil à ligaturer	16 kg
6	Clous	1,4kg
7	Planches	32 planches

(Tableau VII.7 : Matériaux pour les bornes fontaines)





Légende :

1. Béton de propreté
2. Réducteur de pression
3. Béton de forme
4. Conduite de distribution
5. Robinet
6. Couvercle

VII.3. La main d'œuvre

Nous distinguons deux catégories de main d'œuvre :

- La main d'œuvre improductive et celle d'encadrement : cette dernière ne participe pas directement à la mise en œuvre des matériaux mais elle contribue d'une autre manière par exemple :

*Main d'œuvre improductive

- Le chef d'équipe
- Le pointeur
- Le magasinier
- Le chauffeur

*Main d'œuvre d'encadrement

- Ingénieur des travaux
-Chef de chantier

- La main d'œuvre productive : Celle qui participe directement à la mise en œuvre des matériaux ; on classe les ouvriers suivant les qualifications et les spécialisations.

Critères d'évaluation de la main d'œuvre sur le temps d'exécution Moyen (TEM) par ASECO

- Terrassement : 3m^3/ouvrier/jour
- Mise en place du lit de pose et bonne terre : 2m^3/ouvrier/jour
- Montage des éléments en béton : 47 regard/2 ouvriers/jour
- Mise en place des conduites : 119 m/2ouvriers/jour
- Mise en œuvre de la maçonnerie en moellons
- Mise en remblayage des tranchées : 14,4 m^3/ouvrier/jour
- Le coffrage : 4m2/ouvrier/jour
- Le ferraillage : 25m/ouvrier/jour
- L'enduit intérieur taloché : 5m^2/jour/ouvrier
- Le bétonnage : 1m3/ouvrier/jour

Le tableau suivant fait apparaitre la répartition des tâches, leurs délais d'exécution ainsi que la main d'œuvre nécessaires.

Désignation d'activité	Unités	Quantité	TME	Temps en heure	Semaine /ouvrier	Ouvrier	Semaine
1. Installation du chantier						30	1,5
2. Décapage de la terre végétale	m^3	5336,49	2,5	1334,2	381,1	100	3,8≈ 4
3. Fouille de la canalisation et des ouvrages du génie civil	m^3	16566,89	3	49700,7	1420,0	100	14,2≈ 15
4. Mise en place du lit de pose et de bonne terre	m^3	4129,7	2,5	10324,3	295	100	2,95≈ 3
5. Mise en place des conduites	ml	17290	0,5	8643	247	31	7,96≈ 8
6. Remblayage et conduite	m^3	10874,4	5	54372,5	1553,5	200	7,76≈ 8
7. Maçonnerie en moellon	m^3	217,96	20	4359,2	124,6	32	3,9≈ 4
8. Coffrage	m^2	456,1	1,4	638,6	18,3	7	2,6≈ 3
9. Ferraillage	Kg	2657,02	0,3	797,1	22,8	7	3,25≈ 3,5
10. Enduit intérieur taloché	m^2	1010,53	1,5	1515,8	43,3	20	2,16≈ 2,5
11. Bétonnage	m^3	124,25	20	2485	71	24	3

(Tableau VII.8 : Répartition des tâches)

Pour les quantités à mettre en œuvre, on a tenu compte des taux de chute de 5% pour béton, de 10 % pour coffrage et de 12% pour le ferraillage.

VII.4. Planning des travaux

Dans le domaine de construction, il est important de travailler en fonction des délais d'exécution des travaux et une meilleure utilisation de la main d'œuvre disponible. Pour notre projet, nous choisissons le planning des travaux classique appelé aussi graphique de GANTT, qui est la méthode la plus simple pour la représentation du planning et cela au niveau de son établissement qu'au niveau de la lecture. C'est le graphique à 2 entrées :

- En ordonnée : désignation des phases des travaux dans l'ordre technique de leur déroulement
- En abscisse : les époques prévues pour l'exécution de ces travaux. Les barres horizontales de longueurs proportionnelles aux durées d'exécution des différentes tâches sont placées en face de ces dernières.

Activités Mois	1				2				3				4				5				6				7			
Semaine	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1 .Installation du chantier																												
2 .Décapage de la terre végétale																												
3 .Fouille des canalisations et des ouvrages du génie civil																												
4. Lit des sables pour enrobage																												
5. Pose des conduites																												
6 .Remblayage et étalage																												
7. Maçonnerie en moellon																												
8. Coffrage																												
9. Ferraillage																												
10. Bétonnage																												
11. Enduit intérieur et taloche																												
12. Nettoyage et mise en route																												

(Tableau VII : 9 Planning des travaux)

VII.5. Devis estimatif du projet

Le devis estimatif donne le coût global de l'ouvrage en appliquant les prix unitaires quantitatifs des différents matériaux à utiliser. Il consiste donc à déterminer le prix total de revient c'est-à-dire les déboursés secs, frais de chantier, frais généraux, etc. et nous ont été fourni par les services de la REGIDESO et de la DGHER.

N°	Désignation de l'ouvrage	Unité	Quantité	P.U(Fbu)	P.T(Fbu)
I.	**INSTALLATION DU CHANTIER**	FF			1500000
	Sous Total				**1500000**
II.	**CAPTAGE**				
	1. Abattage d'arbre	Unité	60	10500	630000
	2. Dessouchage	m^2	450	1500	67500
	3. Décapage	m^3	67,2	2500	168000
	4. Fouille	m^3	86,4	5500	475200
	5. Drain captant de 100PVC	ml	120	35000	4200000
	6. Piquet en bois	Pièce	100	600	60000
	7. Feuille plastique	m^2	48	2000	96000
	8. Matériaux de remblai	m^3	110	3500	385000
	9. Moellon	m^3	12	25000	300000
	10. Gravier	m^3	6	20000	120000
	11. Sable	m^3	6	15000	90000
	12. Ciment	sacs	90	25500	2295000
	13. Armature 6Ø6 et 6Ø8	Pièce	30 et 30	8700et 9500	261000 et 285000
	14. Fil à ligaturer	Kg	10	3600	36000
	15. Clous	Kg	12	3500	42000
	16. Planches	planche	30	4500	135000
	17. Tuyauterie et accessoires	FF	-	-	1500000
	Sous total				**111145700**
III.	**TRAVAUX DE CANALISATION**				
	1. Fouille de canalisation	m^3	15765,75	5500	86711625
	2. Lit de sable de pose	m^3	4129,7	15000	61945500
	3. Pose de conduite	ml	17290	1400	24206000
	Sous total				**172863125**
IV.	**ACHAT ET TRANSPORT DE TUYAUX**				
	1. Tuyaux PVC Ø160 PN10	pièce	1553	90000	137970000
	2. Tuyaux PVC Ø110 PN16	pièce	406	73000	29638000
	3. Tuyaux PVC Ø90 PN6	pièce	248	52158	12935184
	4. Tuyaux PVC Ø75 PN10	pièce	179	40000	7160000
	5. Tuyaux PVC Ø63 PN16	pièce	35	26724	936110
	6. Tuyaux PVC Ø40 PN10	pièce	341	12500	4262500

	7. Tuyaux PVC Ø32 PN16	pièce	205	11500	2357500
	8. Tuyaux PVC Ø25 PN16	pièce	19	10500	199500
	9. Tuyaux PVC Ø20 PN16	pièce	45	8000	360000
	10. Tuyaux F.DØ80 PN16	pièce	10	220000	2200000
	11. Accessoires de la tuyauterie	-	-	-	800000
	Sous Total				**198818794**
V.	**ACCESSOIRES A LA CONDUITE D'ALIMENTATION**				
	a. Chambre de départ				
	1. Décapage	m^3	1912	2000	38400
	2. Fouille	m^3	64,8	5500	356400
	3. Moellon	m^3	86,4	25000	2160000
	4 .Sable	m^3	30,36	15000	455400
	5 .Gravier	m^3	17,472	20000	349440
	6 .Ciment	sacs	264	25500	6732000
	7. Armature6Ø6 et 6Ø8	ml	56 et 96	8700 et 9500	487200 et 912000
	8. Fil à ligaturer	Kg	28,74	3600	103464
	9 .Planches	Pièce	312	4500	1404000
	10. Clous	Kg	25,44	3500	89040
	11 .Accessoires de tuyauterie	FF	-	-	800000
	Sous Total				**13887344**
	b. Chambre de vanne, ventouse et purge				
	1. Décapage	m^3	13,552	2000	27104
	2. Fouille	m^3	36,288	5500	199540
	3. Moellon	m^3	17,74	25000	443500
	4 .Sable	m^3	7,67	15000	115050
	5 .Gravier	m^3	4,26	20000	85200
	6 .Ciment	sac	41	25500	1045500
	7. Armature Ø6	ml	64	8700	556800
	8. Fil à ligaturer	Kg	8,53	3600	30708
	9 .Planches	Pièce	111	4500	499500
	10. Clous	Kg	9,156	3500	32046
	11 .Accessoires de tuyauterie	FF	-	-	500000
	Sous Total				**3534948**
VI.	**LES OUVRAGES DE STOCKAGES**				
	1. Décapage	m^3	71,14	2000	142280
	2. Fouille	m^3	507,65	5500	2792075
	3. Moellon	m^3	175,24	25000	4381000
	4 .Sable	m^3	135,1	15000	2026500
	5 .Gravier	m^3	99,48	20000	1989600
	6 .Ciment	sac	1254,8	25500	31997400

	7. Armature - Ø6 de 12m - Ø8 de 12m - Ø10 de 12m - Ø12 de 12m	pièce	107 152 367 230	8700 9500 10500 19500	930900 1444000 3853500 4485000
	8. Fil à ligaturer	Kg	259	3600	932400
	9 .Planches	Pièce	601	4500	2704500
	10. Clous	Kg	46,43	3500	162505
	11 .Accessoires de tuyauterie	FF	-	-	1500000
	Sous Total				**55305160**
VI I.	**BORNES FONTAINES**				
	1. Décapage	m^3	12,6	2000	25200
	2. Fouille	m^3	8,4	5500	46200
	3 .Sable	m^3	2,76	15000	41400
	4 .Gravier	m^3	5,5	20000	110000
	5 .Ciment	sac	39	25500	994500
	6. Armature Ø6 de 12m	pièce	6	8700	520200
	7. Fil à ligaturer	Kg	16	3600	57600
	8 .Planches	Pièce	32	4500	144000
	9. Clous	Kg	1,4	3500	4900
	10 .Accessoires de tuyauterie et robinetterie	FF		-	750000
	Sous Total				**2694000**
VI II.	**NETTOYAGE DU CHANTIER ET MISE EN ROUTE**				1500000
	Sous Total				**1500000**
XI	Total(I+II+III+IV+V+VI+VII +VIII)				561248071
	Main d'œuvre 25%				140312267 ,8
	Imprévus 10%				56124907,1
	TOTOAL GENERAL				**757686245,9**

(Tableau VII.10: Devis estimatif)

Le coût global du projet est estimé à **sept cent cinquante sept millions, six cent quatre vingt six mille deux cent quarante cinq point neuf francs burundais**; montant hors TVA.

CHAPITRE VIII : SURVEILLANCE ET PROTECTION DU RESEAU

VIII.1. Introduction

Tout ouvrage bien entretenu devient durable. Pour une adduction d'une eau potable, il est obligatoire de faire une surveillance et protection des réseaux. L'eau, une fois captée et distribuée, son comportement doit faire l'objet d'une surveillance.

- SURVEILLANCE : La surveillance hygiénique d'une adduction ou d'une distribution d'eau placée, dans chaque département, sous contrôle direct et permanent du Directeur département de l'action sanitaire et sociale qui pourra distinguer ses prérogatives à des techniciens qualifiés. Elle consiste à effectuer périodiquement une analyse et il y aura lieu d'être d'autant plus exigeant que la population sera plus élevée ou appelée à s'accroitre en période saisonnière.

A. PROTECTION : A cette notion de surveillance s'ajoute celle de protection du point d'eau ; concrétisée par les périmètres de protection. Les périmètres de protection sont les zones à l'intérieur desquelles des servitudes sont imposées aux propriétaires des terrains telles que l'interdiction de construire, de déposer du fumier, de faire paître les animaux et d'épandre des engrais chimique

VIII.2. Maintenance et entretien

L'entretien et la surveillance des ouvrages hydrauliques sont obligatoires et cela suivant la nature de l'ouvrage. Chaque ouvrage peut exiger son entretien pour fournir une eau potable en remplissant les normes de potabilité. Il faut donc analyser les ouvrages de l'amont jusqu'à l'avale.

Pour assurer une bonne maintenance, il faut connaitre les défauts du fonctionnement du réseau et disponibiliser le personnel qualifié et les frais nécessaires pour ce fait.
Ces frais couvrent :

- L'achat des pièces de rechange et des matériaux pour l'entretien
- Rémunération du personnel
- Achat des produits chimiques pour le traitement de l'eau etc

VIII.3. Conclusion

Pour assurer une meilleure surveillance et une bonne protection du réseau, il faut qu'il y ait un effort de la part de l'administration et des usagers du réseau. Si non les infrastructures bien construites vont disparaître, ce qui entrainera une perte de la part des investisseurs et aussi de la population à cause de l'ignorance et de la négligence.

CHAPITRE IX : CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

IX.1. CONCLUSION GENERALE

Comme déjà constate, l'eau c'est la vie .Cet élément fort utile est indispensable au développement socio-économique d'une entité, d'une province, d'une région, et d'un pays.

Notre travail sur le renforcement des réseaux d'AEP au centre urbain de Kayanza va résoudre la problématique de pénurie d'eau potable qui règne dans la commune Kayanza en générale et en particulier au centre urbain de Kayanza.

Ce pendant, s'il est vrai que ce projet est bien venu pour la satisfaction des besoins de la population, il ne reste pas moins qu'il est susceptible de commentaires. Nous espérons qu'une fois ce projet sera réalisé, les sous-collines et collines de Gasara, Ruvumu, Busambo, Campazi, Muruta et Myugariro ainsi que le site de Muyange nouvellement viabilisé vont bénéficier de l'eau potable en quantité suffisante avec réduction des parcours qu'ils faisaient avant pour la recherche de cette dernière.

Nous invitons d'autres chercheurs qui peuvent mener d'autres ajouts et autres contributions sur ce sujet en vue d'améliorer la vie de la population des sous-collines et collines ci-haut en générale et celle du centre urbain de Kayanza en particulier.

Nous demandons une contribution particulière de la part des autorités du gouvernement et de toute autre organisation pour l'exécution de ce projet.

IX.2. RECOMMANDATIONS

Comme notre travail a suscité beaucoup des efforts de la part de plusieurs intervenants soit du côte de notre Directeur, soit du côte de ceux qui nous ont fourni des informations, soit du côte de nous même et le budget pour la réalisation est énorme ; nous recommandons ce qui suit :

AUX AUTORITES DU GOUVERNEMENT

- De s'y impliquer pour la recherche des moyens aboutissant à la réalisation de ce projet, qui, après sa mise en œuvre, trouvera la solution au problématique d'approvisionnement en eau potable de la commune Kayanza et Muruta en général et en particulier le centre urbain ;

- De protéger les zones de captage et les milieux environnant et de suivre les phénomènes géologiques et morphologiques qui peuvent y survenir ;

- De sensibiliser les bénéficiaires pour prendre en main la gestion de l'ouvrage

obtenu et d'organiser la population en créant des comités de gestion de l'ouvrage.

A LA REGIDESO

- La REGIDESO étant une entreprise ayant en charge la production et la distribution d'eau potable et qui, actuellement se trouve dans l'incapacité de servir toute la population et les établissements publics et privés en eau potable doit y mettre plus d'effort pour l'aboutissement de ce projet ; qui est l'un des moyens pour la couverture des besoins en eau potable.

- De former le personnel pour suivre l'entretien et la maintenance à temps et de faire des contributions périodiques de la part de la population pour l'achat des matériels ou pièce détériorée sans attendre l'intervention de l'Etat.

A LA POPULATION :

- De veiller à la bonne marche du réseau pour la surveillance et l'entretien des ouvrages qui seront construits dans leur entourage car le projet viendra pour leur propre intérêt en premier lieu.

En fin, nous espérons que ce travail pourra orienter la mise en œuvre d'un développement du centre urbain spécialement en matière de la santé.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. LES OUVRAGES GENERAUX

1. **DESJARDINS (Raymond)** : Traitement des eaux. Ecole Polytechnique de Montréal.2ème édition revue et améliorée, 1997.

2. **DELYANNIS, A., et E.E. DELYANNIS**. Seawater and Desalting, vol.1, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York 1980, 188P.

3. **ANDRÉ DUPONT**

- **Hydraulique Urbaine**, Tome I ; Hydrologie-captage et traitement des eaux, Ayrolle 1979.
- **Hydraulique Urbaine**, Tom II : Ouvrages de transport, Elévation et distribution des eaux, Eyrolles1979

4. Mémento des pertes de charges : Editions Ayrolles 61, Bd Saint-Germain Paris 5^{e}1986 ;
5. Manuel du fontainier de réseau : Ministère de l'eau de l'énergie et des mines. Décembre 2008.
6. Cours Hydraulique Urbaine par Athanase HICINTUKA, Note de cours III^{eme} année, UB, ITS, GC 2009

II. LES PROJETS DE FIN D'ETUDES

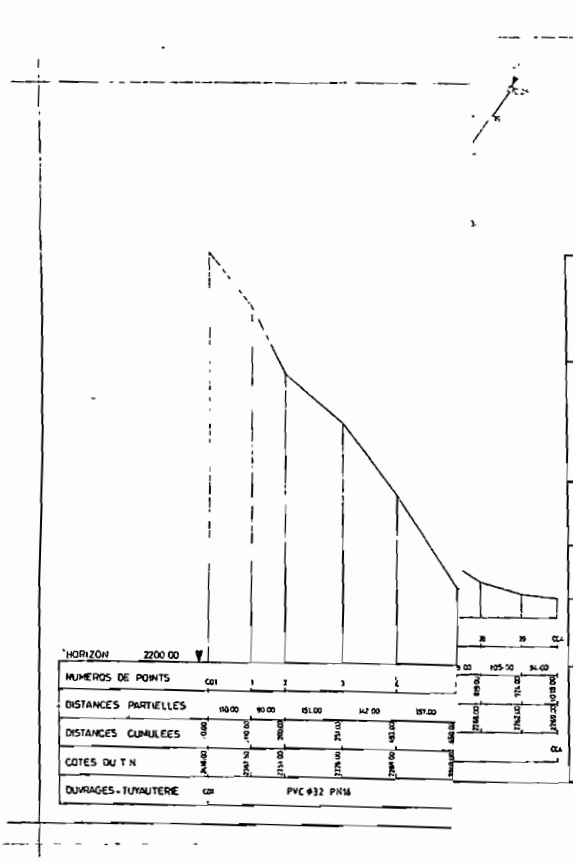
1. **BARAKANFITIYE Benoit et MURENGERANTWARI Épimaque** : Contribution à l'étude sur l'amélioration du réseau d'alimentation en eau potable au centre urbain de MUYINGA. Horizon2004-2024.BUJUMBURA, UB, ITS, GC 2004.

2. **MANIRAKIZA Olivier et NDAYISHIMIYE JÉRÉMIE** Amélioration du fonctionnement des réseaux d'alimentation en eau Potable d'Isale «Cas du réseau MUBERURE ». BUJUMBURA, UB, ITS, GC 2009

3. **MINANI Venant**: Étude d'alimentation en eau potable RÉSEAU DE RUBARASI. BUJUMBURA, UB, ITS,GC 2008

4. **HAKIZIMANA Fidele** : Alimentation en eau potable du centre communal de KAMARAMAGAMBO en Province Muyinga .BUJUMBURA, UB, ITS, GC 2009

ANNEXE

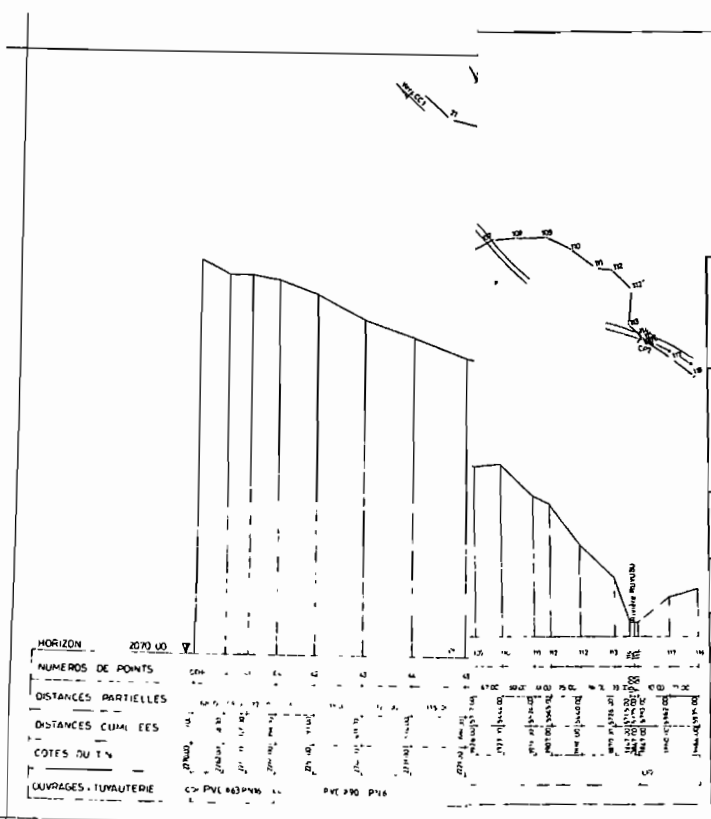


UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET CONTRIBUTION A L'ETUDE SUR LE RENFORCEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE AU CENTRE URBAIN DE KAYANZA HORIZON 2012 - 2037

CONTENU - Profil en long - Plan de situation du tracé	ECHELLES H 1/1000 L 1/5000
REALISES - MANIRUMVA Jérémie - NDUWAYO Christophe	DIRECTEUR Ir & M Sc William NIYONZIMA
LEVES ET DRESSES -MANIRUMVA Jérémie -NDUWAYO Christophe	DATE Décembre 2011
MODIFICATIONS	

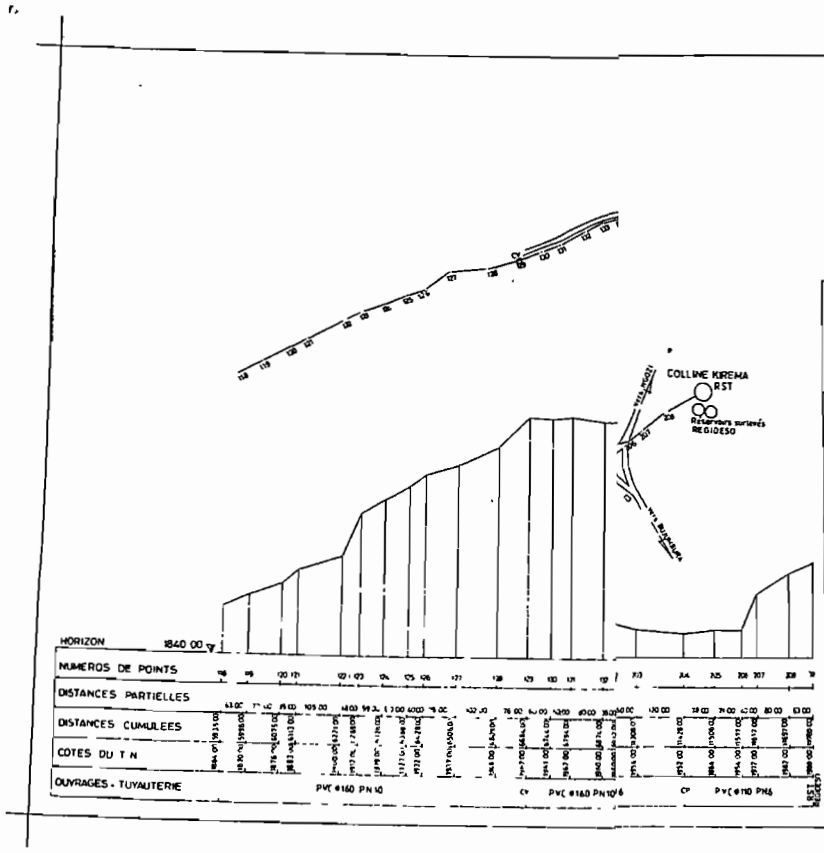


UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET CONTRIBUTION A L'ETUDE SUR LE RENFORCEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE AU CENTRE URBAIN DE KAYANZA HORIZON 2012- 2037

CONTENU - Profil en long - Plan de situation du tracé	ECHELLES 1/1000 1/5000
REALISES MANIRUMVA Jérémie NDUWAYO Christophe	DIRECTEUR Ir & M Sc William NIYONZIMA
LEVES ET DRESSES -MANIRUMVA Jérémie -NDUWAYO Christophe	DATE Décembre 2011
MODIFICATIONS	



UNIVERSITE DU BURUNDI
INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

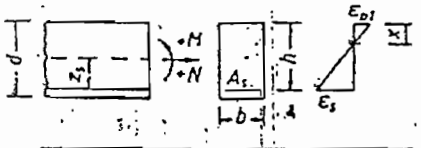
SUJET CONTRIBUTION A L'ETUDE SUR LE RENFORCEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE AU CENTRE URBAIN DE KAYANZA HORIZON 2012- 2037

CONTENU - Profil en long - Plan de situation du tracé	ECHELLES 1:1000 1:5000
REALISES - MANIRUMVA Jérémie - NDUWAYO Christophe	DIRECTEUR Ir&MSc William NIYONZIMA
LEVES ET DRESSES -MANIRUMVA Jérémie -NDUWAYO Christophe	DATE Décembre 2011
MODIFICATIONS	

Tableaux pour le dimensionnement à la flexion simple ou composée des section rectangulaires en état limite ultime

(le dimensionnement se fait en utilisant les sollicitations de service, car le coefficient de majoration est déjà compris dans ces tableaux.)

a) *sans armatures comprimées:*



N : negatif comme force de compression

armature "simple" si $m_s \leq m_s^*$

$$M_s = M - N \cdot z_s$$

$$m_s = \frac{M_s}{b h^2 \cdot f_{cu}}$$

$$x = k_x \cdot h \; ; \; z = k_z \cdot h$$

$$A_s = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_e / f_{cu}} + \frac{N}{f_e / \gamma}$$

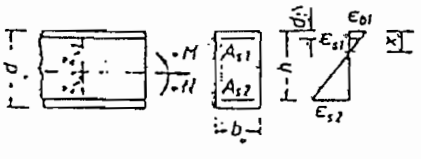
m_s	ω_2	k_x	k_z	$-\varepsilon_b$ [‰]	ε_s [‰]	γ
0,01	0,018	0,09	0,97	0,46	5,00	1,75
0,02	0,037	0,12	0,96	0,68	5,00	
0,03	0,055	0,15	0,95	0,87	5,00	
0,04	0,075	0,17	0,94	1,04	5,00	
0,05	0,094	0,20	0,93	1,21	5,00	
0,06	0,114	0,22	0,92	1,37	5,00	
0,07	0,134	0,24	0,92	1,53	5,00	
0,08	0,154	0,25	0,91	1,70	5,00	
0,09	0,175	0,27	0,90	1,87	5,00	
0,10	0,197	0,29	0,89	2,05	5,00	
0,11	0,218	0,31	0,88	2,25	5,00	
0,12	0,241	0,33	0,87	2,47	5,00	
0,13	0,264	0,35	0,86	2,70	5,00	
0,14	0,288	0,37	0,85	2,96	5,00	
0,15	0,313	0,39	0,84	3,25	5,00	
0,16	0,339	0,42	0,83	3,50	4,86	
0,17	0,367	0,45	0,81	3,50	4,23	
0,18	0,395	0,49	0,80	3,50	3,67	
m_s^* 0,193	0,436	0,54	0,78	3,50	3,00	1,75

f_{cu}		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
	[MN/m²]	10,5	17,5	23,0	27,0	30,0

$f_e/1{,}75$	BSt [kN/cm²]	220/340	420/500	500/550
		12,6	24,0	28,6

f_e/f_{cu}		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
	BSt 220/340	21,0	12,6	9,6	8,1	7,3
	BSt 420/500	40,0	24,0	18,3	15,6	14,0
	BSt 500/550	47,6	28,6	21,7	18,5	16,7

b) *avec armatures comprimées:*



armature "double" si $m_s > m_s^*$

$$M_s = M - N \cdot z_{s2} \; ; \; A_{s2}(A_s') = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_e / f_{cu}} + \frac{N}{f_e / \gamma}$$

$$m_s = \frac{M_s}{b h^2 \cdot f_{cu}} \; ; \; A_{s1} = \omega_1 \cdot \frac{b \cdot h}{f_e / f_{cu}}$$

m_s	$d_1/h = 0{,}05$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0{,}10$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0{,}15$ pour tous les aciers		$d_1/h = 0{,}20$ pour tous les aciers	BSt 220/340 420/500	BSt 500/550	$d_1/h = 0{,}25$ pour tous les aciers	BSt 220/340	BSt 420/500	BSt 500/550
	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_1	ω_2	ω_1	ω_1	ω_1
m_s^* 0,193	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,436	0,000	0,000	0,436	0,000	0,000	0,000
0,20	0,448	0,012	0,449	0,013	0,450	0,014	0,451	0,015	0,015	0,452	0,016	0,017	0,020
0,21	0,467	0,031	0,468	0,032	0,470	0,034	0,472	0,037	0,040	0,475	0,039	0,042	0,049
0,22	0,485	0,049	0,488	0,052	0,491	0,055	0,494	0,058	0,063	0,498	0,062	0,066	0,079
0,23	0,504	0,068	0,507	0,071	0,511	0,076	0,516	0,080	0,087	0,522	0,086	0,091	0,109
0,24	0,522	0,086	0,527	0,091	0,532	0,096	0,538	0,102	0,111	0,545	0,109	0,116	0,138
0,25	0,540	0,104	0,546	0,110	0,553	0,117	0,560	0,124	0,134	0,568	0,132	0,141	0,168
0,26	0,559	0,123	0,566	0,130	0,573	0,137	0,582	0,146	0,158	0,592	0,156	0,166	0,198
0,27	0,577	0,141	0,585	0,149	0,594	0,158	0,604	0,168	0,182	0,615	0,179	0,191	0,227
0,28	0,596	0,160	0,604	0,169	0,614	0,179	0,626	0,190	0,205	0,638	0,202	0,216	0,257
0,29	0,614	0,178	0,624	0,188	0,635	0,199	0,647	0,212	0,229	0,662	0,226	0,241	0,287
0,30	0,632	0,197	0,643	0,207	0,656	0,220	0,669	0,233	0,253	0,685	0,249	0,266	0,316
0,31	0,651	0,215	0,663	0,227	0,676	0,240	0,691	0,255	0,278	0,708	0,272	0,290	0,346
0,32	0,669	0,233	0,682	0,246	0,697	0,261	0,713	0,277	0,300	0,732	0,296	0,315	0,375
0,33	0,688	0,252	0,702	0,266	0,717	0,281	0,735	0,299	0,324	0,755	0,319	0,340	0,405
0,34	0,706	0,270	0,721	0,285	0,738	0,302	0,757	0,321	0,347	0,778	0,342	0,365	0,435
0,35	0,725	0,289	0,741	0,305	0,759	0,323	0,799	0,343	0,371	0,802	0,366	0,390	0,464
0,36	0,743	0,307	0,760	0,324	0,779	0,343	0,801	0,365	0,395	0,825	0,389	0,415	0,494
0,37	0,761	0,325	0,779	0,344	0,800	0,364	0,822	0,387	0,418	0,848	0,412	0,440	0,524
0,38	0,780	0,344	0,799	0,363	0,820	0,384	0,844	0,408	0,442	0,872	0,436	0,465	0,553
0,39	0,798	0,362	0,818	0,382	0,841	0,405	0,866	0,430	0,466	0,895	0,459	0,490	0,583
0,40	0,817	0,381	0,838	0,402	0,861	0,426	0,888	0,452	0,489	0,918	0,482	0,514	0,612

Tableau 5.2

1 Dimensions nominales de barres d'acier

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

2 Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres

diamètre ϕ_s [mm]	nombre de barres 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,3	0,6	0,9	1,1	1,4	1,7	2,0	2,3	2,5	2,8
8	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
10	0,8	1,6	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9
12	1,1	2,3	3,4	4,5	5,7	6,8	7,9	9,1	10,2	11,3
14	1,5	3,1	4,6	6,2	7,7	9,2	10,8	12,3	13,9	15,4
16	2,0	4,0	6,0	8,0	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1
18	2,5	5,1	7,6	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	22,9	25,5
20	3,1	6,3	9,4	12,6	15,7	18,8	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

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

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

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

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

Tableau 5.3 ; Barres d'acier ;
diamètres nominaux, masses, sections