

2016-04

Projet d'adduction d'eau potable de Munyegeishi : cas du réseau Karwa-Mugoga en commune Shombo, province Karusi

Hatungimana, Désiré

UB, ITS

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2325>

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

UNIVERSITE DU BURUNDI

**INSTITUT TECHNIQUE SUPERIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE
MUNYEGESHI : CAS DU RESEAU KARWA – MUGOGA
EN COMMUNE SHOMBO, PROVINCE KARUSI**

Par :

HATUNGIMANA Désiré

&

NDAYISENGA Pascal

Sous la Direction :

Msc-Ir NIYONZIMA William

Projet de fin d'études présenté et défendu
publiquement en vue d'obtention d'un
diplôme d'Ingénieur Industriel en
Génie Civil

Bujumbura, Avril 2016

DEDICACE

A Dieu Tout-Puissant ;
A mon Père;
A ma regrettée Mère ;
A la famille Oncle Maternelle ;
A ma femme ;
A mon fils ;
Mes frères et sœurs ;
A mon confrère Pascal NDAYISENGA ;
A tous et à chacun.

Je dédie ce travail

Désiré HATUNGIMANA

A Dieu Tout-Puissant;
A mes parents;
A mes frères et sœurs;
A la famille NTAHONKIRIYE Tharcisse;
A tous ceux qui me sont chers;
A mon confrère HATUNGIMANA Désiré;

Je dédie ce travail

Pascal NDAYISENGA

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail et après avoir rendu grâce à Dieu Tout Puissant qui a rendu possible notre parcours, nous saisissons cette opportunité pour remercier toute personne qui a apporté sa contribution afin que ce travail arrive au terme.

Nous remercions d'une façon particulière Msc-Ir NIYONZIMA William, Directeur de ce travail, qui, malgré ses multiples activités, a acceptée de nous guider durant la rédaction de ce travail et ses conseils nous ont été d'une importance capitale.

Nous remercions aussi les professeurs de l'Institut Technique Supérieur notamment ceux du département de Génie Civil pour la formation dont ils nous ont doté.

Nos sentiments de reconnaissance sont également adressés à tous ceux qui nous ont fourni des renseignements nécessaires pour l'élaboration de ce travail entre autres AHR.

Enfin, nous remercions la communauté du Campus KIRIRI en général et les étudiants en particulier pour la bonne collaboration qui nous a caractérisés durant notre séjour au campus.

A tous et à chacun, nous disons merci.

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1 : Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS.</i>	7
<i>Tableau 2 : Découpage administratif de la commune SHOMBO.....</i>	9
<i>Tableau 3: la population bénéficiaire du RAEP</i>	17
<i>Tableau 4: Certaines valeurs de référence pour la consommation spécifique en eau</i>	18
<i>Tableau 5: Evaluation proprement dite des besoins en eau</i>	18
<i>Tableau 6 : Tableau synthétique des résultats de pertes de charge, Production de pointe et Besoins maximum pour chaque catégorie</i>	21
<i>Tableau 7: Tableau évaluant Q_E de la chambre de départ.....</i>	32
<i>Tableau 8 : Tableau évaluant Q_E du Réservoir 1.....</i>	32
<i>Tableau 9 : Tableau évaluant Q_E des Réservoirs 2 & 3</i>	33
<i>Tableau 10: Tableau évaluant Q_E du Réservoir 4.....</i>	33
<i>Tableau 11: Tableau évaluant Q_E du Réservoir 5</i>	34
<i>Tableau 12 : Tableau évaluant Q_E des Réservoirs 6 & 7</i>	34
<i>Tableau 13: les caractéristiques des réservoirs trouvés.....</i>	36
<i>Tableau 14: Tableau des Calculs hydrauliques.....</i>	71
<i>Tableau 15: travaux de canalisation.....</i>	76
<i>Tableau 16: fourniture de conduites</i>	76
<i>Tableau 17 : Devis quantitatif et estimatif.....</i>	83
<i>Tableau 18: Planification des tâches</i>	85
<i>Tableau 19: Planning des travaux</i>	86

Liste de figures

<i>Figure 1: Cycle de l'eau (Source : http://fr.wikipedia.org/wiki/cycle d'eau)</i>	3
<i>Figure 2 : Localisation de zone de projet</i>	8
<i>Figure 3: Situation de la commune SHOMBO par rapport à la province</i>	10
<i>Figure 4: Profil en long et plan de situation</i>	14
<i>Figure 5: Sources d'émergence</i>	22
<i>Figure 6: Source de déversement</i>	23
<i>Figure 7: Source d'affleurement</i>	23
<i>Figure 8: Source d'émergence-déversement</i>	24
<i>Figure 9: Coupe transversale et longitudinale de la zone de captage</i>	26
<i>Figure 10 : (vue en plan et coupe de la chambre de ventouse)</i>	28
<i>Figure 11: Coupe du Réservoir de 5m³</i>	44
<i>Figure 12: Coupe du Réservoir de 10m³</i>	50
<i>Figure 13: Coupe du Réservoir de 15m³</i>	55
<i>Figure 14: Coupe de la Chambre de départ</i>	62
<i>Figure 15: Illustration graphique de l'équation de Bernoulli</i>	67
<i>Figure 16: Schéma de fonctionnement</i>	68

SYMBOLE ET ABREVIATIONS

AEP	: Alimentation en Eau Potable
AG	: Acier Galvanisé
AHR	: Agence Burundaise de l'Hydraulique Rurale
BF	: Borne Fontaine
CD	: Chambre de départ
CP	: chambre de purge
CV	: chambre de ventouse.
DE	: Diamètre Extérieur
DI	: Diamètre Intérieur
DN	: Diamètre Nominal
FF	: Forfaitaire
ISTEEBU	: Institut de Statistiques et d'Etudes Economiques du Burundi
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
PE	: Polyéthylène
Ph	: Potentiel d'Hydrogène
PN	: Pression Nominale
Press DYN	: Pression Dynamique
PVC	: Polychlorure de Vinyle
R	: réservoir
RAEP	: Réseau d'Adduction en Eau Potable
REGIDESO	: Régie de production et de distribution d'eau et d'électricité
TEM	: Temps d'Exécution Moyen
TVA	: Taxe sur Valeur Ajoutée

Résumé

L'eau est une composante naturellement irremplaçable dans la vie de l'homme, des animaux, des végétaux et même dans certaines des activités que fait l'homme. Sans eau, la vie quotidienne est pratiquement impossible.

Notre projet vise à l'adduction en eau potable des habitants et des collectivités des sous-collines KARWA, KAVUMU et MUNYEGESHI, toutes de la commune SHOMBO dans le but de résoudre les problèmes de carence d'eau. Le linéaire auquel s'approvisionne cette population est estimée à 7970.1 m soit 7.9701 km.

Notre réseau d'adduction en eau potable sera alimenté par la source KARWA se trouvant à une altitude de 1600 m avec un débit de 2,4 l/s mais le débit nécessaire pour satisfaire les bénéficiaires est 0,98 l/s.

Les ouvrages utilisés pour notre projet qui est totalement gravitaire sont : une chambre de départ, 3 chambres de purge, 3 chambres de ventouse et 7 réservoirs.

Après avoir fait le dimensionnement de ces ouvrages, les calculs hydrauliques et leurs différents devis, il nous a permis de déterminer le coût global du projet qui est estimé à une somme de « Deux Cent treize millions neuf cent soixante-six mille trois cent huit francs burundais TVAC (213 966 308 Fbu) »

Enfin, comme un réseau mal suivi et entretenu peut fournir de l'eau qui pourra nuire à la santé humaine, il est demandé à la commune qui est l'organe le mieux indiqué en coopération avec la Régie Communale de l'Eau de gérer ce réseau de KARWA-MUGOGA et se charger à l'entretien, au contrôle et à la sensibilisation de la population aux activités d'assainissement.

Table des matières

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
Liste de tableaux.....	iii
Liste de figures	iv
SYMBOLE ET ABREVIATIONS	v
Résumé	vi
Table des matières	vii
CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.1 Généralité	1
I.2 Motivation du sujet	2
I.3. Cycle hydrologique	2
I.3.1. L'utilité du cycle hydrologique.....	5
I.4. Eau potable.....	5
I.4.1. Définition	5
I.4.2. Utilité de l'eau potable.....	6
I.4.3 Qualité de l'eau potable	6
I.4.4. Normes de l'OMS d'une eau potable	7
I.5. Présentation du sujet	7
I.6. Analyse de la zone de projet	8
I.6.1. Situation de la zone de projet par rapport à la commune SHOMBO	8
I.6.2 .Découpage administratif de la commune SHOMBO	9
I.6.3. Situation géographique de la commune SHOMBO.....	9
I.6.4. Le climat	10
CHAPITRE II.TOPOGRAPHIE DE LA ZONE DE PROJET.....	11
II.1 Définition de la topographie	11
II.2 Généralités sur la topographie	12
II.2.1 Méthodes de calcul des distances horizontales	12
II.2.1.1. Type moineot.....	12
II.2.1.2 La méthode à variation de pente.....	12

II.2.2 Détermination des dénivelés.....	12
II.3. Profil en long	13
CHAPITRE III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU	15
III.0. Introduction	15
III.1. Effectif actuel à desservir.....	15
III.2. Taux de croissance de la population résidente de la commune SHOMBO	15
III.3. Projection de la population de 2014 à 2034.....	17
III.4. Détermination de la population bénéficiaire du RAEP.....	17
III.5. Certaines valeurs de référence pour la consommation spécifique en eau.....	17
III.6. Evaluation proprement dite des besoins en eau	18
III.7. Les besoins en eau maximum.....	18
III.7.1. La production de pointe.....	19
III .7.2. Les pertes.....	19
III.7.3. Besoins maximum	19
III.7.4. Application des formules vues sur la production de pointe, les pertes et pour chaque catégorie.....	20
III.7.5. Tableau synthétique des résultats de pertes de charge, Production de pointe et Besoins maximum pour chaque catégorie	21
CHAPITRE IV. DESCRIPTION DU RESEAU D'ADDUCTION EN EAU POTABLE	22
IV.1. La source	22
IV.2. Le captage	25
IV.3. Chambre collective.....	26
IV.4. Chambre d'équilibre ou brise –charge.....	27
IV.5. La Chambre de Ventouse.....	27
IV.6. La Chambre de purge ou décharge	28
IV.7. Les Conduites.....	29
IV.7.1. Les tuyaux en acier galvanisé	29
IV.7.2. Les tuyaux en PVC	29
IV.7.3. Tuyaux en fonte	29

CHAPITRE V. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU ET CALCULS HYDRAULIQUES.....	30
V.0. Introduction	30
V.1. Dimensionnement des réservoirs	30
V.1.1. Capacité des réservoirs.....	30
V.1.2. Capacité théorique des réservoirs.....	31
V.1.3. Capacité pratique des réservoirs.....	31
V.1.4. Dimensionnement proprement dit des réservoirs.....	35
V.1.4.1. Détermination des dimensions des réservoirs	35
V.1.4.1.1. Calcul du diamètre.....	35
V.1.4.1.2. Calcul de la hauteur.....	35
V.1.4.2. Dimensionnement des éléments des réservoirs.....	36
V.2. Dimensionnement des Conduites	63
V.2.1. Calcul du débit d'adduction	63
V.2.2. Vitesse d'écoulement	63
V.2.3. Calcul du diamètre des conduites.....	63
V.2.4. Pertes de charges linéaires.....	63
V.2.5. Calcul des pertes de charges singulières ou locales.....	65
V.2.6. Contrôle des pressions sur le réseau.....	66
V.3. Les Calculs hydrauliques.....	69
CHAPITRE VI ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	72
VI.1 Introduction.....	72
VI. 2. Description et quantitatif des travaux	72
VI.2.1 Description des travaux.....	72
VI. 2. 1.1 Captage.....	72
VI. 2. 1. 2 Chambre de départ	73
VI.2.1.3 Conduite d'alimentation.....	74
VI.2.1.4. Chambres de vannes, ventouses et purges	75
VI.2.1.5 Les ouvrages de stockage.....	76
VI.2.2 Quantitatif des travaux.....	76

VI.2.2.1 Travaux de canalisation	76
VI.2.2.2 Devis quantitatif et estimatif.....	77
VI.3 Planning.....	83
VI.3. 1 Généralités.....	83
VI.3.2 Planification des tâches.....	85
VI. 3. 3 Planning des travaux	86
Conclusion générale	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	89
ANNEXES	90

CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE

I.1 Généralité

L'eau est un élément indispensable pour la vie des humains, animaux et végétaux.

Elle doit être disponible en quantité suffisante et en qualité satisfaisante pour répondre aux besoins de la population.

A l'absence de l'eau les progrès humains seront confrontés à des graves problèmes et la vie est pratiquement impossible. etc

Depuis longtemps jusqu'à présent que l'homme vit en société, l'eau a toujours été l'un des facteurs qui participent dans le développement des collectifs humains.

Les domaines d'utilisation de l'eau sont variés :

- En agriculture, l'eau est utilisée pour l'irrigation des étendues agricoles en cas d'absence de la pluie.
- Pour les êtres humains, l'eau est utilisée pour la préparation de la nourriture, pour la consommation, l'hygiène du corps et la vaisselle, etc.
- Pour les êtres vivants, l'eau est utilisée pour la consommation.
- Dans les industries et pour la production de l'énergie, l'eau est nécessaire.

Pour notre sujet, l'adduction en eau potable se fera à partir de la source KARWA dans le but d'alimenter la population des sous-collines KARWA, KAVUMU, MUNYEGESHI, ECOLE FONDAMENTALE MUNYEGESHI, ECOLE PRIMAIRE MUNYEGESHI et EGLISE MUNYEGESHI, toutes de la commune SHOMBO.

Notre préoccupation primordiale est d'améliorer les conditions de vie de la population surtout l'état de santé es localités ci-haut citées de la commune SHOMBO contre les maladies hydriques qui menacent la population en générale en faisant l'étude de distribution d'eau potable dans ces zones de projet

I.2 Motivation du sujet

Par suite d'augmentation de la population dans les communes constituant la province KARUSI et sachant que l'eau est l'élément principal dans tous les secteurs du pays, nous nous sommes préoccupés de cette étude d'adduction d'eau potable dans le but d'améliorer les conditions de vie de la population.

La mise en place des écoles primaires, des écoles fondamentales et des églises dans la commune SHOMBO entraîne aussi une carence exagérée d'eau c'est-à-dire que le taux des besoins s'accroît au fur et à mesure d'où la création de ce travail de fin d'étude.

I.3. Cycle hydrologique

L'eau se présente dans la nature sous trois formes :

- liquide : à l'état normal
- gazeuse : à l'état de vapeur
- solide : à l'état glace

Cette même eau parcourt un cycle éternel appelé cycle de l'eau. La quantité de l'eau sur la terre est constante. Le circuit de l'eau est fermé.

Le principe du cycle hydrologique se base sur les phénomènes de :

- L'évaporation (sur les mers et océans)
- L'évapotranspiration (sur les sols, la flore et la faune)
- La condensation
- Les précipitations
- Le ruissellement (sur la terre)
- L'infiltration (dans la terre)

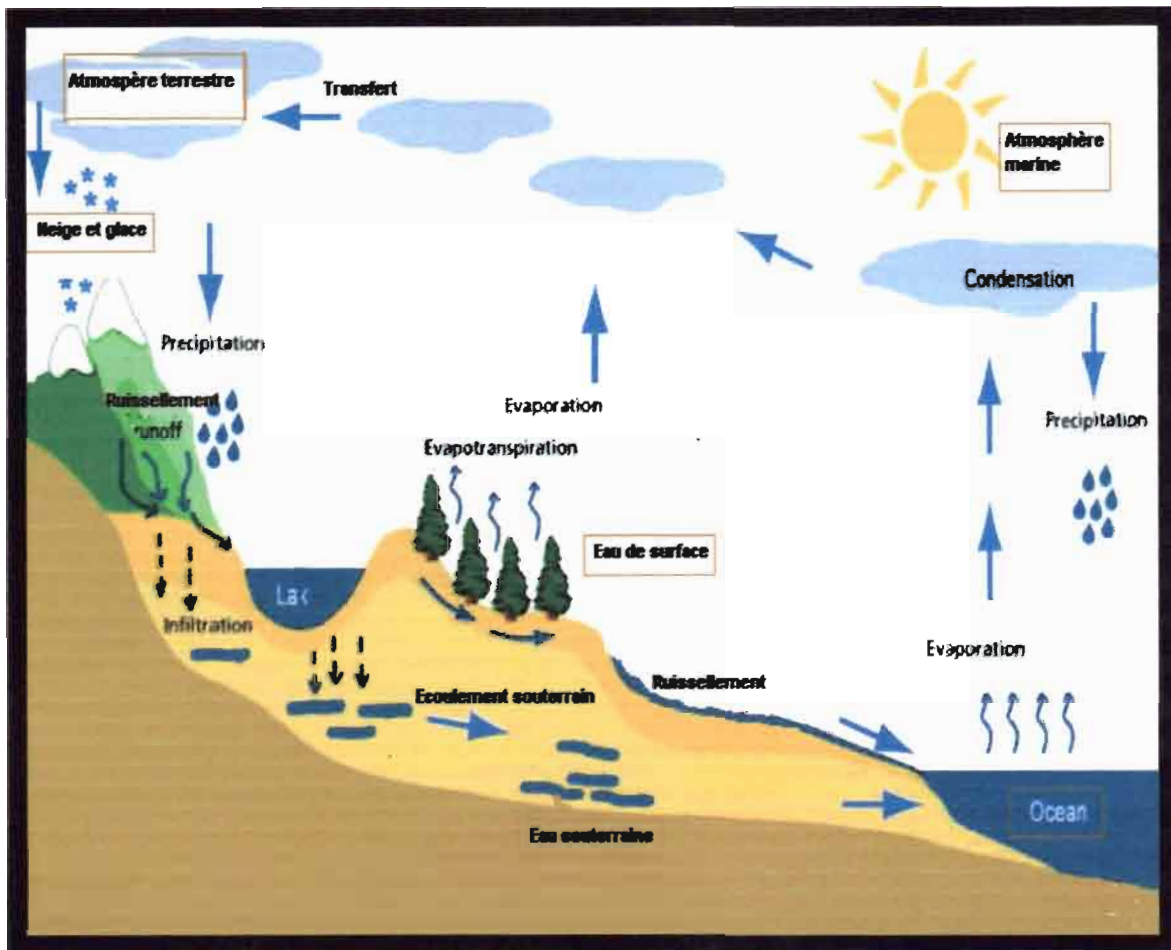


Figure 1: Cycle de l'eau (Source : [http://fr.wikipedia.org/wiki/cycle d'eau](http://fr.wikipedia.org/wiki/cycle_d'eau))

Sous l'effet du rayonnement solaire, l'eau des lacs, rivières, mers, océans, etc s'évaporent dans l'atmosphère sans le sel et les autres impuretés. L'évaporation est plus importante au niveau des océans qu'à l'intérieur des terres : lacs, rivières et fleuves. Les rayons du soleil réchauffent ces eaux et les fait passer de l'état liquide à l'état vapeur : c'est l'évaporation. Les plantes et les autres espèces puisent l'eau dans le sol et la rejettent sous la forme de vapeur d'eau : c'est l'évapotranspiration. Environ 10% des précipitations tombant sur la terre proviennent de la transpiration des végétaux, le reste est dû à l'évaporation. Ces 2 phénomènes libèrent de l'humidité qui s'élève dans l'atmosphère sous forme de nuages.

Le vent déplace ces vapeurs au-dessus des terres. Étant donné que l'élévation en altitude entraîne une chute progressive de température, la vapeur d'eau se refroidit et se transforme en petites gouttelettes qui vont être à l'origine de la formation des nuages : c'est la condensation.

Ces nuages se dirigent vers l'intérieur des terres sous l'action des vents. Et avec l'effet de gravité, l'eau retombe sur le sol sous forme, soit liquide (pluie), soit solide (neige ou grêle) : ce sont les précipitations.

Une partie de ces eaux de pluie ruissellent le long des pentes et va augmenter la quantité des cours d'eaux et des lacs. Elle sera ensuite transportée jusqu'aux mers et océans. Les ruisseaux, les rivières, les fleuves ou les lacs qui reçoivent les eaux de ruissellement sont appelés cours d'eau de drainage. L'eau de pluie s'écoule lorsqu'elle rencontre un sol imperméable et dévale de l'amont vers l'aval : c'est le ruissellement.

L'autre partie des eaux de pluie s'infiltré dans le sol si celui-ci est perméable : c'est l'infiltration des eaux.

Les eaux d'infiltration sont reprises en partie par la végétation qu'elles alimentent avant d'être rejetées dans l'atmosphère. En s'infiltrant dans un sol perméable, l'eau peut parfois remplir une poche souterraine (grotte) et former un véritable réservoir d'eau. L'eau contenue dans ce réservoir (nappe phréatique) trouve parfois un chemin naturel vers l'extérieur. L'endroit où jaillit l'eau hors du sol s'appelle la source. Certaines nappes d'eau souterraines, une fois découvertes, peuvent aussi être exploitées par l'homme comme réserves d'eau potable pour ces besoins quotidiens.

On signalera aussi qu'après l'usage domestique des eaux, elles sont rejetées et évacuées (eaux usées) soit dans la terre qui est merveilleux filtre naturel où elles rejoignent les nappes souterraines pour former un véritable réservoir, soit dans les ruisseaux pour s'acheminer vers les fleuves, rivières ou lacs.

Ainsi, grâce à l'énergie solaire, l'évaporation reprend. Et le phénomène devient cyclique.

A partir de ce cycle, l'eau se présente sous diverses formes.

On a :

- Les eaux pluviales (précipitation)
- Les eaux souterraines (infiltration)
- Les eaux de source
- Les eaux de surface

La responsabilité revient à l'homme de l'adapter à ses besoins.

I.3.1. L'utilité du cycle hydrologique

Les recherches hydrauliques ont prouvé que la moyenne annuelle calculée sur plusieurs années de toutes les précipitations qui tombent sur le globe est estimée à 577000 km³, alors que la quantité totale disponible est estimée à 1386000000 km³. En termes de pourcentage, la quantité totale de précipitation ne représente que 0,0416% de la quantité totale disponible.

Bien que cette quantité du cycle hydraulique soit relativement faible, son utilité est de grande importance. Ce cycle influe directement sur les changements climatiques. Il donne naissance aux rivières, lacs (considérés comme sources essentielles pour l'alimentation en eau potable dans de diverses régions qui en ont besoin) et les fait disparaître. Il est aussi à l'origine des ressources dont nous disposons sur notre planète.

I.4. Eau potable

I.4.1. Définition

Une eau potable est une eau saine c'est-à-dire que l'on peut boire sans risque de nuire la santé humaine.

L'eau de consommation est définie comme :

1. N'étant pas contaminée, donc incapable d'infecter quiconque en consomme d'une maladie à transport hydrique ;
2. Exempt des substances toxiques ;
3. Exempt des quantités excessives de matières minérales et organiques.

Contrairement à ce que pensent beaucoup de gens, toute eau claire, limpide, inodore et sans gout, n'est pas toujours une eau potable. Il est à noter que l'eau potable n'est pas exempte de matières planantes, par contre, elle regorge ces dernières en concentration jugée faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

Pour mieux définir l'eau potable, l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) à l'aide des recherches faites par ses experts laborantins, a donnée des normes de base (les teneurs limites) au-delà desquelles certaines substances rencontrées constamment

dans l'eau deviennent nocives à la vie humaine qui la consomme et de cela rendent l'eau non potable.

I.4.2. Utilité de l'eau potable

L'eau reste un élément indispensable à la survie de tout être vivant qui meurt en quelques jours s'il en est privé. Depuis longtemps, l'homme cherche les facilités à bien mener sa vie. C'est pourquoi on observait des agglomérations de gens tout près des rivières, lacs et cours d'eau. En effet, il en avait besoin dans sa vie quotidienne: construction des maisons, cuisson des aliments, lessive, préparation des bières,...

Cependant, cette eau n'est pas sans danger pour la personne qui la consomme si, utilisée sans aucun traitement pour la rendre potable.

Aujourd'hui, l'eau de ces étendues doit suivre beaucoup de traitements pour le bien du consommateur.

En effet, l'eau sale amène beaucoup de maladies (choléra, diarrhées,..). Et la population malade ne peut plus travailler ; et il n'y a plus de développement.

L'eau potable est donc nécessaire non seulement pour la santé de la population mais aussi pour le développement du pays dans tous ses domaines.

I.4.3 Qualité de l'eau potable

C'est la source de l'eau qui détermine sa qualité, d'où son utilisation future.

L'eau potable doit être saine, pure et exempte de tout risque de contamination nocive à la santé humaine.

Sa qualité requise et favorable à la santé doit être évoqué sous différents aspects à savoir :

- aspect bactériologique (absence de germes pathogènes)
- aspect physique (sa turbidité, sa couleur, ses températures, matières en suspension)
- aspect chimique (sa teneur en éléments et composés chimique : carbone, manganèse, fluore, fer, bouille de coli, entrer coqué,..)

Pour que les services chargés de la distribution de l'eau ne se trompent pas sur sa qualité, l'OMS, après sés analyses sur les concentrations chimiques de l'eau, a publié avec assurance les concentrations limites des substances chimiques au-delà

desquelles l'eau devient non potable. Beaucoup de pays se conforment à ces normes de l'OMS.

Au Burundi, l'AHR (milieu rural) et la REGIDESO (milieu urbain), qui distribuent l'eau potable, se conforment à ces normes.

I.4.4. Normes de l'OMS d'une eau potable

Caractéristiques	Unité	Valeurs limites
Turbidité	NTU	5
Valeur Ph		6.5 – 9.2
Conductibilité	$\mu\text{S}/\text{cm}$	700
Matières en suspension (M.E.S.)	mg/l	500
Fer (Fe^{2+})	mg/l	0.3
Dureté	mg/l	20 – 30
Sodium	mg/l	20
Ammoniaque (NH_4)	mg/l	1.0
Calcium (Ca^{2+})	mg/l	75
Température	$^{\circ}\text{C}$	25
Sulfates (SO_4^{2+})	mg/l	200
Gaz Carbonique (CO_2)	mg/l	-
Nitrite (NO^-)	mg/l	25
Potassium (K^+)	mg/l	10
Phosphates (PO_4^-)	mg/l	7
Magnésium	mg/l	50
Oxygène (O_2)	% de saturation	20
Demande chimique en O_2 DCO	mg/l	5/ KMNO_4
Chlorures (Cl^-)	mg/l	200

Tableau 1 : Qualité d'une eau potable d'après les normes de l'OMS.

I.5. Présentation du sujet

Le présent travail concerne l'étude d'adduction d'eau potable de MUNYEGESHI en commune SHOMBO province KARUSI, malgré que le sujet possède beaucoup des chapitres sur les lesquels il faut mener une étude approfondie, nous allons s'intéresser

aux ceux relatant bien l'adduction comme topographie de la zone de projet, Evaluation des besoins en eau, Description du Réseau d'adduction en eau potable, Dimensionnement des ouvrages du Réseau et Calculs Hydrauliques, Estimation du coût de projet.

I.6. Analyse de la zone de projet

I.6.1. Situation de la zone de projet par rapport à la commune SHOMBO

Cette zone se trouve dans la commune SHOMBO, province KARUSI, au nord-est du pays. Elle s'étend sur les sous-collines de MUNYEGESHI et MUYOGA avec une source à KARWA qui a un débit de 2,4l/s.

Pour bien essayer de bien servir la population du réseau on va utiliser le système de ramification.

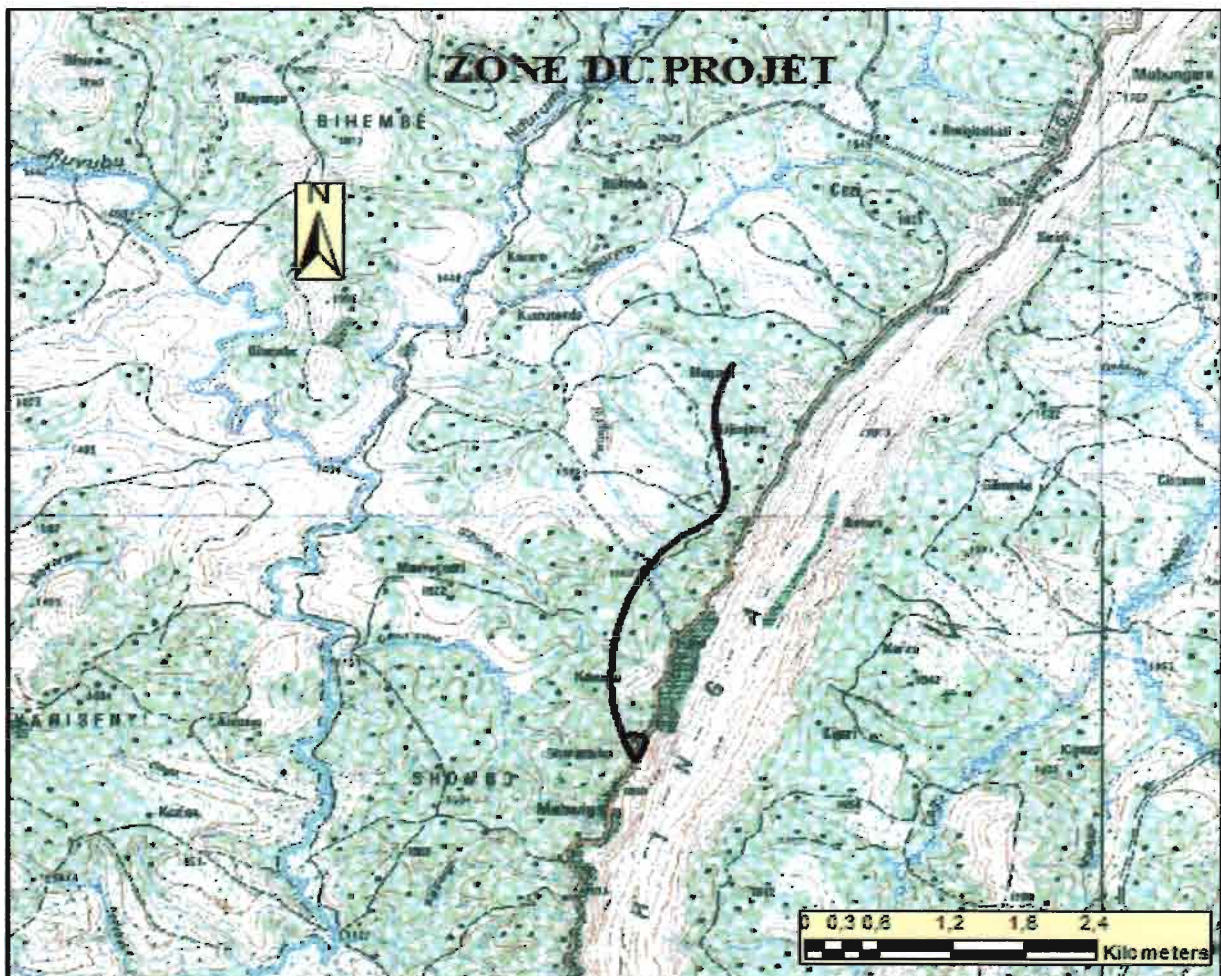


Figure 2 : Localisation de zone de projet

I.6.2 .Découpage administratif de la commune SHOMBO

La commune SHOMBO compte 3 zones subdivisées en 16 collines de recensement.

Le tableau suivant montre la répartition de ces collines dans les zones respectives :

Zones	N°	Collines de recensement
NYABIBUYE	1	NYABIBUYE
	2	BUKIRASAZI
	3	GATABO
	4	GISENYI
	5	KIRYAMA
	6	MUHIGO
S/Total		6
RUSI	1	GAHARO
	2	GIKOMBE
	3	GITARAMUKA
	4	MUJENJWA
	5	RUSI
	6	SHOMBO
S/Total		6
NYARURAMBI	1	BUTWE
	2	KIGO
	3	KIYANGE
	4	MUHORORO
S/Total		4
Total		16

Tableau 2 : Découpage administratif de la commune SHOMBO

I.6.3. Situation géographique de la commune SHOMBO

La commune SHOMBO est délimité au nord par les communes de BUGENYUZI, GIHOGAZI et BUHIGA. Au sud par les communes GIHETA, GITEGA et BUTEZI. A l'Est par la commune NYABIKERE et à l'ouest par la commune BUGENDANA de la province Gitega.

Elle a une superficie e 170.42km² ce qui représente 11.7% de la superficie de la province KARUSI et de 0.62% de la superficie du pays.

La commune SHOMBO est constituée en grande partie par la région naturelle KIRIMIRO.

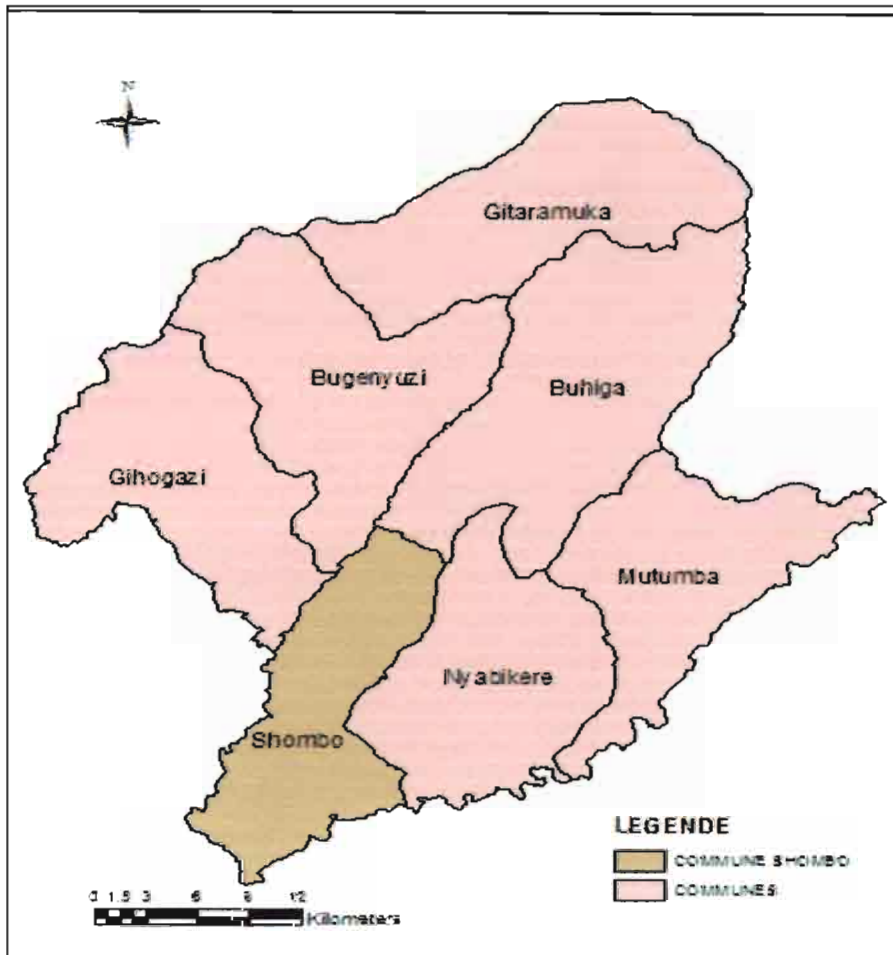


Figure 3: Situation de la commune SHOMBO par rapport à la province

I.6.4. Le climat

La commune SHOMBO se trouve dans la région naturelle de KIRIMIRO et elle est constituée par :

- Une altitude d'environ 1600m;
- Le climat est du type tropical doux ;
- une température de 19°C ;
- La pluviométrie moyenne est d'environ 1500mm ;
- La végétation est formée de savanes arborées.

CHAPITRE II. TOPOGRAPHIE DE LA ZONE DE PROJET

II.1 Définition de la topographie

La topographie est la technique de représentation sur un plan ou sur une carte la configuration réelle d'un terrain avec tous les détails qu'on en trouve. Ces derniers peuvent être naturels (rivières, montagnes, bois, champs etc.), artificiels (routes, bâtiments, canaux,...) ou conventionnels (courbes de niveau, limites administratives,...).

Plan : Un plan est une représentation graphique d'une position restreinte de la terre obtenue par projection orthogonale sur une surface plane. Les détails y sont représentés à l'échelle.

Une carte : Est une représentation réduite, généralisée, mathématiquement précise de la surface de la terre sur un plan montrant la situation, la distribution et les rapports des divers phénomènes naturels et sociaux choisis et définis en fonction du but de chaque carte. La carte permet également de montrer les variations et les développements des phénomènes dans le temps ainsi que leurs facteurs de mouvement et de déplacement dans l'espace.

Echelle : L'échelle d'un plan ou une carte est le rapport numérique qui existe entre les longueurs mesurées sur la carte et les longueurs correspondantes sur terrain.

D'une manière générale, avec la topographie on en découvre la forme générale de la terre comme le géoïde où on essaie de montrer la surface en équilibre constituée par des mers et océans et une forme approximative du géoïde qui est ellipsoïde de révolution. L'ellipsoïde est pris comme référence en l'absence du géoïde.

L'objectif principal de la topographie est de déterminer la distance, l'altitude entre deux points situés sur un plan quelconque ou sur une zone de projet donnée et comme dans notre travail, elle détermine le parcours et les dénivelés des différents points du projet.

II.2 Généralités sur la topographie

II.2.1 Méthodes de calcul des distances horizontales

II.2.1.1. Type moinet

$$D = 100(Fs - Fi) \sin^2 Z \quad (\text{Formule 1})$$

Avec D : distance horizontale

Fs : lecture sur fil supérieur

Fi : lecture sur fil inférieur

Z : Angle zénithal

100 est une constante stadimétrique

II.2.1.2 La méthode à variation de pente

La formule qui est utilisée est la suivante :

$$D = \frac{2L1 - L2 - L3}{2 \cotg Z1 - \cotg Z2 - \cotg Z3} \quad (\text{Formule 2})$$

L1, L2, L3 : Lecture sur mire en 3 positions du fil niveleur

Z1, Z2, Z3 : Angles correspondants respectivement à L1, L2, L3.

II.2.2 Détermination des dénivelés

La formule pour trouver la distance verticale est la suivante :

$$\Delta Z_{AB} = hi + D_{AB} \operatorname{tg} \alpha - hs \quad \text{avec } hi : \text{ hauteur instrumentale}$$

$$\text{Ou } \Delta Z_{AB} = hi + D_{AB} \operatorname{ctg} Z - hs \quad (\text{Formule 3})$$

hs : hauteur

D_{AB} : distance horizontale entre les points A et B

ΔZ_{AB} : dénivelé entre les points A et B

α : angle horizontal

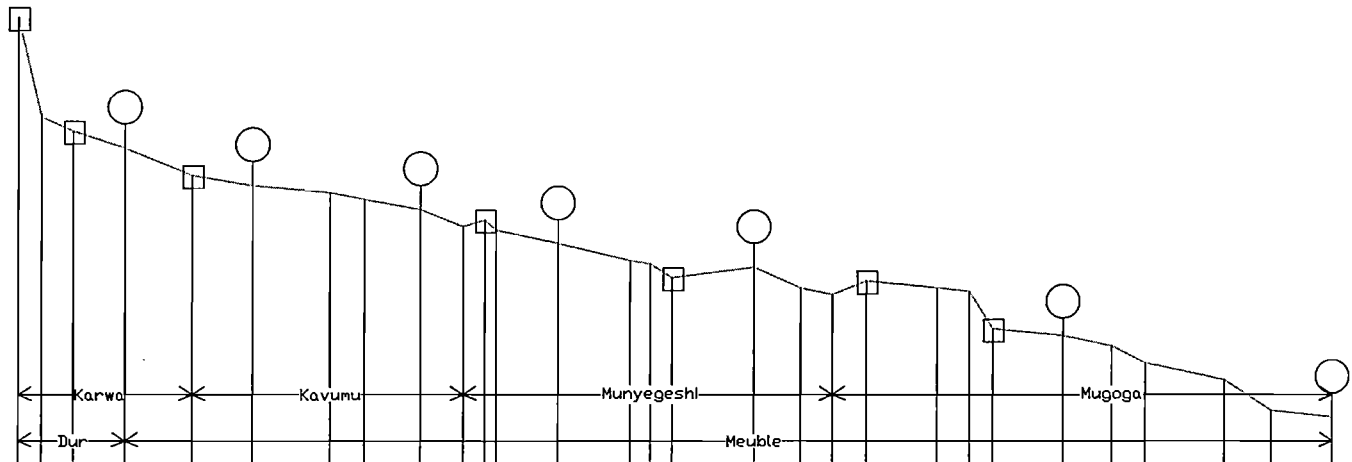
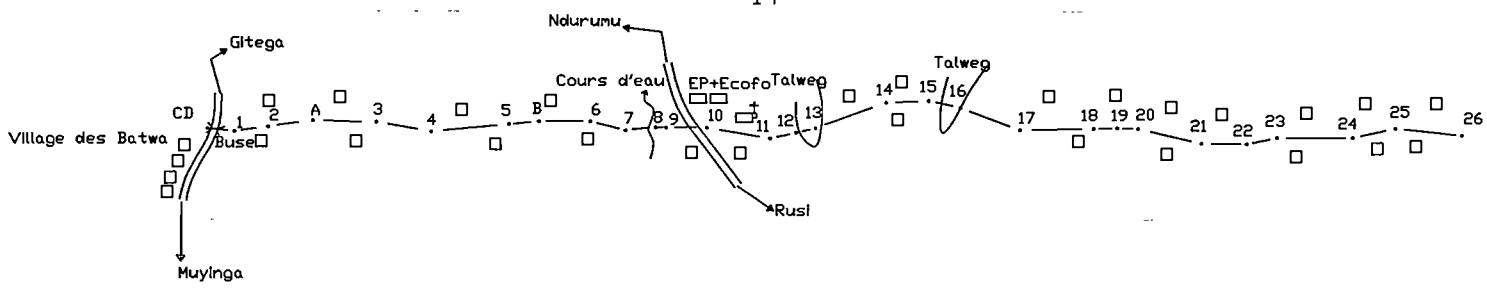
Z : angle zenithal

II.3. Profil en long

Le profil en long est une représentation autour de la zone de projet obtenu à partir des levés topographiques.

Ces mesures permettent de trouver les altitudes des différents points du tracé ainsi que la longueur des conduites mises en place.

Compte tenu de la morphologie du terrain, on placera les autres ouvrages alternativement au pied de la vallée et juste au sommet de la montée respectivement la chambre de purge(C.P) et la chambre de ventouse(C.V).



PC : 1500.00 m

Numéro de profils en travers	CD	1	2	A	3	4	5	B	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Distances partielles		134.10	184.20	300.00	392.10	350.00	450.70	200.00	325.30	250.00	125.00	67.00	360.00	420.00	115.50	126.20	480.10	270.60	185.00	198.20	413.50	187.00	135.00	410.50	285.00	197.00	460.00	275.00	360.2
Distances cumulées	0.00	134.30	318.50	618.00	1010.00	1360.00	1811.00	2011.00	2336.00	2586.00	2711.00	2778.00	3138.00	3558.00	3674.00	3800.00	4280.00	4551.00	4736.00	4934.00	5347.00	5534.00	5669.00	6080.00	6365.00	6562.00	7022.00	7297.00	7656.40
Altitudes TN	1631.00	1602.75	1598.15	1593.10	1585.50	1582.50	1580.40	1578.00	1575.00	1570.50	1566.60	1565.70	1560.50	1559.20	1555.40	1558.10	1552.30	1550.40	1554.30	1552.40	1551.40	1540.00	1536.40	1535.30	1530.40	1525.00	1516.00	1514.40	
Ø et longueurs des tuyaux		PVC50PN16 3138,6m												PVC40PN16 1141,8m				PVC32PN16 1799,8m				PVC25PN25 1577,2m							
Ouvrages d'Art	CD	CV.1	R.1	CP.1	R.2		R.3	CV.2	R.4		CP.2	R.5	CV.3	CP.3	R.6														R.7

REPUBLIQUE DU BURUNDI
 PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE
 DE MUNYEGESHI Commune Shombo
 Province KARUSI
 L'Auteur : Agence Burundaise d'Hydraulique Ruml
 source Nyakabindi Débit: 2,4/s
 PROFIL EN LONG & PLAN DE SITUATION
 ECHELLES
 1/2000
 1/20 000

Figure 4: Profil en long et plan de situation

CHAPITRE III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU

III.0. Introduction

Le but de ce projet d'adduction en eau potable est de satisfaire les besoins en eau actuel et futur de toute la population de la zone considérée pendant la durée déterminée qui est estimée comme le temps nécessaire de vie du réseau.

Pour déterminer les besoins en eau de la population de la zone considérée.

Il faut:

- estimer l'effectif de la population à desservir
- projeter cette population dans l'avenir avec une durée de référence identique au temps de vie du réseau pour trouver le débit de l'alimentation.

III.1. Effectif actuel à desservir

Pour améliorer l'effectif de la population à desservir, nous nous sommes référés sur les ménages, écoles, églises présents dans les collines constituant la zone de projet.

Sur cette zone de projet, nous avons 4 sous collines, une école primaire, une école fondamentale et une église.

Les villageois comptent :

- 31 ménages de la sous colline KARWA
- 19 ménages de la sous colline KAVUMU
- 40 ménages de la sous colline MUNYEGESHI
- 27 ménages de la sous colline MUGOGA
 - L'école primaire MUNYEGESHI compte : 597 écoliers
 - L'école fondamentale MUNYEGESHI : 140 élèves
 - Eglise MUNYEGESHI : 300 fidèles dans les jours de dimanche

III.2. Taux de croissance de la population résidente de la commune SHOMBO

Selon les données de l'ISTEEBU (Annuaire statistique du Burundi 1990 et 2008).

On a

En 1990, la population résidente était de 27629 ;

En 2008, la population était de 46815 ;

Le taux de croissance est donné par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \quad (\text{Formule 4})$$

Avec P_n : la population après n années

P_0 : la population initiale

r : le taux d'accroissement de la population(en %)

n : différence entre deux années de référence

Connaissant la population de la commune SHOMBO pour ces années de 1990 et de 2008, qui s'étendait respectivement de 27629 et 46815 habitants.

$$\text{On aura : } P_{1990} = 27629$$

$$P_{2008} = 46815$$

$$n = 2008 - 1990 = 18$$

$r = ?$ par calcul, on aura :

$$P_{2008} = P_{1990} \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

$$\Leftrightarrow 46815 = 27629 \left(1 + \frac{r}{100}\right)^{18}$$

$$\Leftrightarrow \left(1 + \frac{r}{100}\right)^{18} = \frac{46815}{27629}$$

$$\Leftrightarrow r = \left[\left(\frac{46815}{27629} \right)^{1/18} - 1 \right] * 100$$

$$= (1,02966328 - 1) * 100$$

$$= 0,02966328 * 100$$

$$= 2,966328 \sim 3\%$$

Soit $r = 2,96\%$

Donc le taux de croissance de la population de la commune SHOMBO est de 2,96%

III.3. Projection de la population de 2014 à 2034

La projection de la population selon la durée de vie du réseau varie de 20 à 30 ans.

Durant cette période, la consommation en eau va accroître grâce à l'augmentation de la population. Avec le taux trouvé, on va essayer de déterminer tous les besoins en eau. Nous allons prendre la taille du ménage comme 6 personnes.

Dans notre projet, nous avons utilisé une période de 20 ans.

III.4. Détermination de la population bénéficiaire du RAEP

Avec un nombre de 6 personnes/ménage, la population bénéficiaire du RAEP est donnée par le tableau suivant :

Sous Collines	Nbre de ménage	Taille du ménage	Taux	Population de 2014	Population de 2034
MUNYEGESHI	40	6	2,96	240	430
MUGOGA	27	6	2,96	162	290
KARWA	31	6	2,96	186	333
KAVUMU	19	6	2,96	114	204

Tableau 3: la population bénéficiaire du RAEP

III.5. Certaines valeurs de référence pour la consommation spécifique en eau

Besoins	Valeurs OMS	Valeurs locales
1. consommation domestique		
-B.F, puits	5-25l/j/hab.	20l/j/hab.
-Branchements particuliers	70-250l/j/hab.	100l/j/hab.
2. Etablissements publics		
-E.P	15 - 30 l/j/ élève	5l/j/élève
- Ecole polyvalente	15 -30 l/j/ élève	5l/j/élève
- Prison	25 - 40l/j/personne	20 l/j/personne
- Bureau communal	15 -20 l/j/personne	15 l/j/personne
-Dispensaire, CDS, maternité	220 - 300 l/j/lit	250 l/j/lit
-Ecole avec internat	90 -140 l/j/ élève	130 l/j/élève

- Camp militaire	-	30 l/j/soldat
- Communauté religieuse	-	250 l/j/personne
3. Bétails		
-vache	25 à 35 l/j/tête	15 à 75 l/j/tête
-mouton, chèvres	15 à 25 l/j/tête	1.5 à 7 l/j/tête
-porcs	10 à 15 l/j/tête	-

Tableau 4: Certaines valeurs de référence pour la consommation spécifique en eau

III.6. Evaluation proprement dite des besoins en eau

Désignation	Bénéficiaires 2014	Bénéficiaires 2034	Dotation Journalière (l/j/hab)	Besoins 2014(l/j)	Besoins 2034(l/j)
Sous-Colline MUNYEGESHI	240	430	20	4800	8600
Sous-Colline MUGOGA	162	290	20	3240	5800
Sous-Colline KARWA	186	333	20	3720	6660
Sous-Colline KAVUMU	114	204	20	2280	4080
E.P MUNYEGESHI	597	1070	5	2985	5350
ECOFO MUNYEGESHI	140	251	5	700	1255
Eglise MUNYEGESHI	300	537	50	15 000	26 850
Total				32 725	58 595

Tableau 5: Evaluation proprement dite des besoins en eau

III.7. Les besoins en eau maximum

Pour calculer les besoins maximum, il faut d'abord avoir la production de pointe, les pertes et une marge de sécurité. Puisque les besoins calculés précédemment ne sont pas intéressants dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, il est évident que ceux-ci doivent être trouvés pour faciliter la tâche de dimensionnement et calculs hydrauliques qui sont essentiels dans l'adduction en eau potable.

III.7.1. La production de pointe

Le débit de production est le débit nécessaire pour l'alimentation du réseau pendant sa période de vie en tenant compte de pertes éventuelles en eau au cours du transport et d'autres fluctuations.

Le débit de pointe Q_{max} est lié au débit moyen donné par la formule :

$$Q_{max} = Q_{moy}(1+C) \quad \text{(Formule 5)}$$

Où C : est le facteur de pointe (fonction du débit moyen) à qui est généralement donné par des formules empiriques,

Q_{moy} : Besoins moyens journaliers,

Q_{max} : Besoins maximum sans pertes.

Le GKW Ingénieur Conseil a pris 25% comme facteur de production de pointe dans les centres urbains et dans les zones rurales est estimé de 20-25%. Mais, comme la nôtre est rurale, on utilise 20% comme facteur de production.

III .7.2. Les pertes

Dans le projet d'adduction en eau potable, comme le parcours est très long, il doit y avoir des pertes d'eau. Les causes d'eau sont nombreuses.

On peut citer :

- Les fuites dans les canalisations causées par la nature des conduites.
- Les fuites dans les bornes fontaines mal entretenues.
- Les fuites dans les raccordements des tuyaux.

Par formule, les pertes sont calculées à base de :

$$Pertes = Q_{moy} * \left(\frac{1}{1-\delta} - 1 \right) \quad \text{(Formule 6)}$$

avec δ : coefficient de perte

III.7.3. Besoins maximum

Après avoir trouvé la production de pointe et les pertes; les besoins maximum seront donnés par :

$$Q_{jmax} = (P_p + Pertes) \quad \text{(Formule 7)}$$

où P_p : Production de pointe

III.7.4. Application des formules vues sur la production de pointe, les pertes et pour chaque catégorie

Sous Colline MUNYEGESHI: $Q=8600l/j$ ou $0,36m^3/h$

$$\text{Pertes}=0,36m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right)=0,09m^3/h$$

$$\text{Production de pointe}=0,36^3/h *(1+0,2)=0,43m^3/h$$

$$Q_{\text{imax}}=(0,43m^3/h+0,09m^3/h)=0,52m^3/h$$

❖ **Sous colline MUGOGA: $Q=5800l/j$ ou $0,24m^3/h$**

$$\text{Pertes}=0,24m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right)=0,06m^3/h$$

$$\text{Production de pointe}=0,24m^3/h*(1+0,2)=0,29m^3/h$$

$$Q_{\text{imax}}=(0,29m^3/h+0,06m^3/h)=0,35m^3/h$$

❖ **Sous collines KARWA : $Q=6660l/j$ ou $0,28m^3/h$**

$$\text{Pertes}=0,28m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right) =0,07 m^3/h$$

$$\text{Production de pointe}=0,28m^3/h*(1+0,2)=0,34m^3/h$$

$$Q_{\text{imax}}=(0,34m^3/h+0,07m^3/h)=0,41m^3/h$$

❖ **Sous collines KAVUMU $Q=4080l/j$ ou $0,17m^3/h$**

$$\text{Pertes}=0,17m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right)=0,04m^3/h$$

$$\text{Production de pointe}=0,17m^3/h*(1+0,2)=0,20m^3/h$$

$$Q_{\text{imax}}=(0,20m^3/h+0,04m^3/h)=0,24m^3/h$$

❖ **E.P MUNYEGESHI $Q=5350l/j$ ou $0,22m^3/h$**

$$\text{Pertes}=0,22m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right)=0,06m^3/h$$

$$\text{Production de pointe}=0,22m^3/h*(1+0,2)=0,26m^3/h$$

$$Q_{\text{imax}}=(0,26m^3/h+0,06m^3/h)=0,32m^3/h$$

❖ **ECOFO MUNYEGESHI $Q=1255l/j$ ou $0,05m^3/h$**

$$\text{Pertes}=0,05m^3/h * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1\right) =0,01m^3/h$$

Production de pointe = $0,05 \text{ m}^3/\text{h} * (1+0,2) = 0,06 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{j\text{max}} = (0,06 \text{ m}^3/\text{h} + 0,01 \text{ m}^3/\text{h}) = 0,07 \text{ m}^3/\text{h}$

❖ **Eglise MUNYEGESHI** $Q = 26\ 850 \text{ l/j}$ ou $1,12 \text{ m}^3/\text{h}$

Pertes = $1,12 \text{ m}^3/\text{h} * \left(\frac{1}{1-0,2} - 1 \right) = 0,28 \text{ m}^3/\text{h}$

Production de pointe = $1,12 \text{ m}^3/\text{h} * (1+0,2) = 1,34 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{j\text{max}} = (1,34 \text{ m}^3/\text{h} + 0,28 \text{ m}^3/\text{h}) = 1,62 \text{ m}^3/\text{h}$

III.7.5. Tableau synthétique des résultats de pertes de charge, Production de pointe et Besoins maximum pour chaque catégorie

Désignation	Besoins 2014 (m ³ /h)	Besoins 2034 (m ³ /h)	Perte (m ³ /h)	Production de pointe (m ³ /h)	Besoins Max (m ³ /h)	Besoins Max (l/s)
Sous-Colline MUNYEGESHI	0,20	0,36	0,09	0,43	0,52	0,14
Sous-Colline MUGOGA	0,14	0,24	0,06	0,29	0,35	0,10
Sous-Colline KARWA	0,16	0,28	0,07	0,34	0,41	0,11
Sous-Colline KAVUMU	0,10	0,17	0,04	0,20	0,24	0,07
E.P MUNYEGESHI	0,12	0,22	0,06	0,26	0,32	0,09
ECOFO MUNYEGESHI	0,03	0,05	0,01	0,06	0,07	0,02
Eglise MUNYEGESHI	0,63	1,12	0,28	1,34	1,62	0,45
Total	1,36				3,53	0,98

Tableau 6 : Tableau synthétique des résultats de pertes de charge, Production de pointe et Besoins maximum pour chaque catégorie

Comme les besoins maximum total trouvés s'équivalent à $3,53 \text{ m}^3/\text{h}$ c'est-à-dire $0,98 \text{ l/sec}$ pour satisfaire toute la population en l'an 2034, nous constatons qu'il n'y aura pas aucun manquement en eau compte tenu du débit de la source qui est de $2,4 \text{ l/sec}$.

CHAPITRE IV. DESCRIPTION DU RESEAU D'ADDUCTION EN EAU POTABLE

IV.1. La source

Par définition, la source de l'eau est endroit où on recueille de l'eau.

Une source aussi peut être définie comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine soit par directement ou indirectement à travers un système de fissuration.

Dans les sources, si on fait correctement la collecte de cette eau, elle est directement consommable.

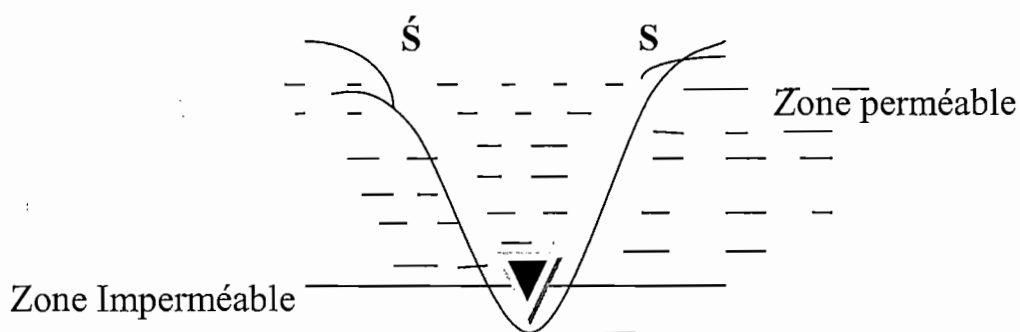
On peut distinguer quelques types de sources :

- Source d'émergence ;
- Source de déversement ;
- Source d'affleurement ;
- Source d'émergence-déversement.

☛ Source d'émergence

Source d'émergence est celle où son fond n'atteint pas la partie imperméable.

Par fissuration de la couche perméable, on arrive à avoir un grand débit. Ce genre de source est alimenté par la partie supérieure de la nappe.



Š et S : Sources d'émergence

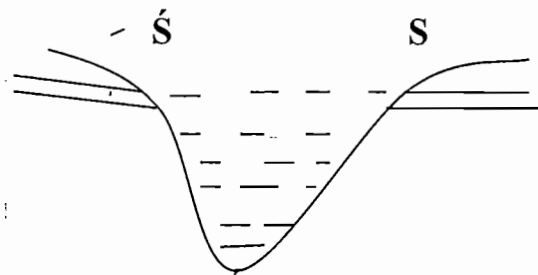
Figure 5: Sources d'émergence

☛ Source de déversement

Une source de déversement est une source ouverte dans une vallée d'une fondation fissurée en surface seulement.

Ce type de source a un faible débit et ne porte qu'une importance insuffisante.

Cette source se retrouve sur le sol appelé granite.



S et S : Sources de déversement Granite

Figure 6: Source de déversement

☛ Source d'affleurement

Ce genre de source est rencontrée souvent dans les vallées ouvertes où il ya formation des roches fissurées, calcaires ou sable, et son fond attend la partie imperméable ou moins perméable. Ces sources d'affleurement sont beaucoup utilisées par cause de leur débit important et elles ne tarissent rarement.

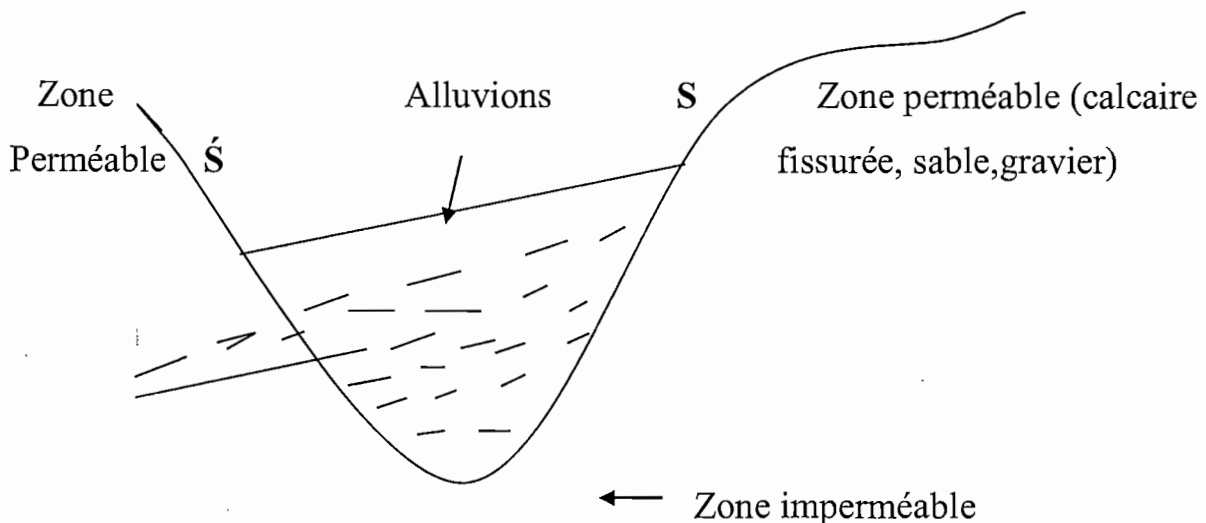


Figure 7: Source d'affleurement
 S et S : Sources d'affleurement

Par cause d'une pente, l'imperméabilité entre \acute{S} et S, l'eau e la source S est supérieure de celle de \acute{S} .

Source d'émergence-déversement.

Le type de ces sources, s'obtient par influence 'érosion, de la falaise, calcaires qui s'effritent et les matériaux se concentrent à leur base.

Ces sources, leurs aménagements sont difficiles à réaliser et que l'eau recueillie peut provoquer de diverses difficultés pendant le traitement.

Elles sont plus douteuses par raison de leurs dangers de pollution pendant le parcours de cette eau.

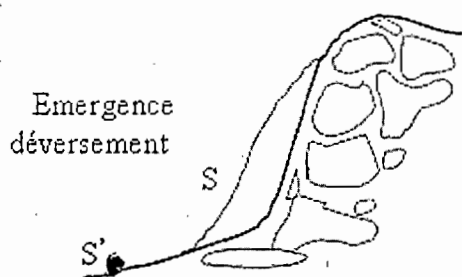


Figure 8: Source d'émergence-déversement

Ces sources sont subies un certain classement pour les distinguer.

La façon de classer une telle source s'articule sur le rapport du débit maximal avec le débit minimal.

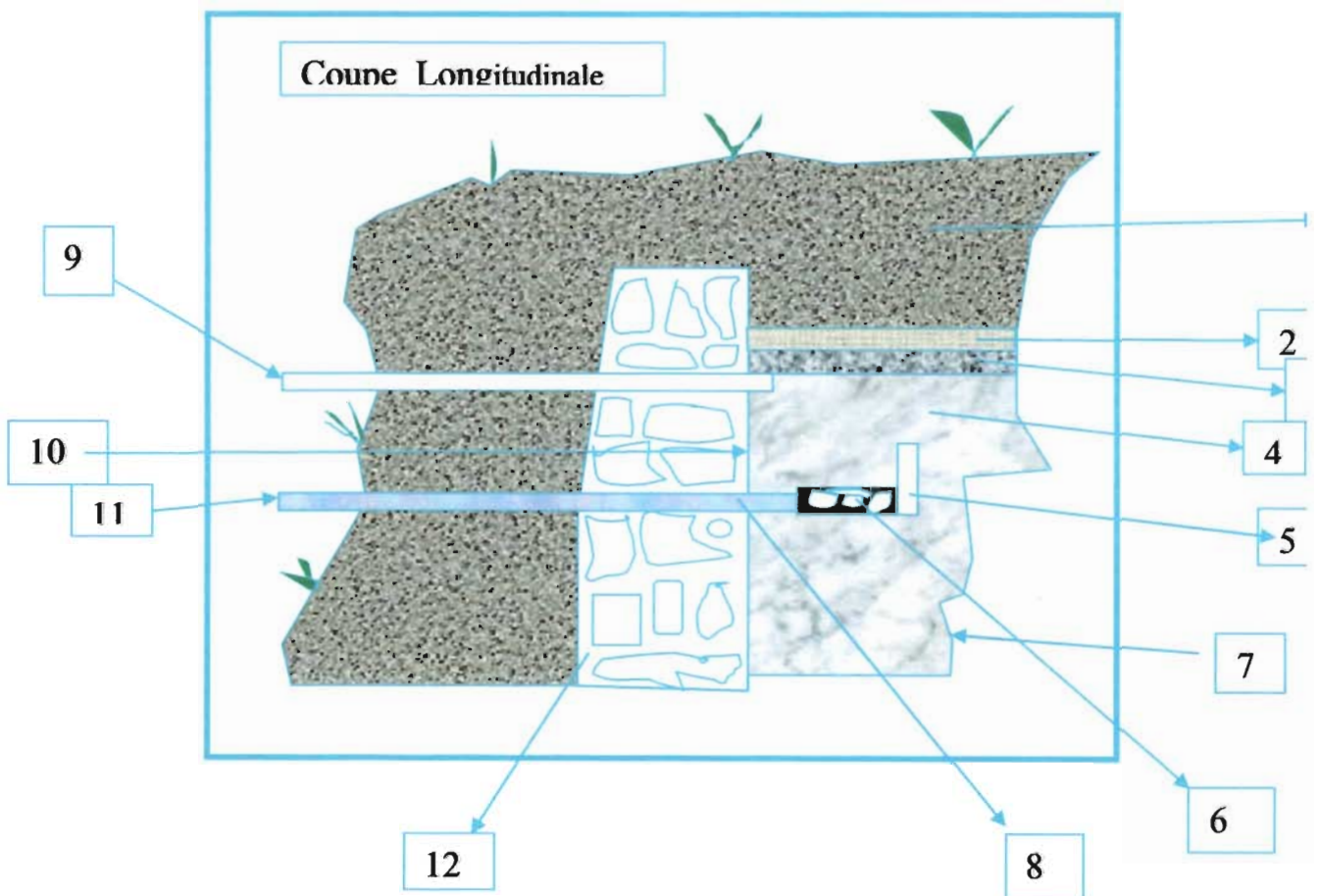
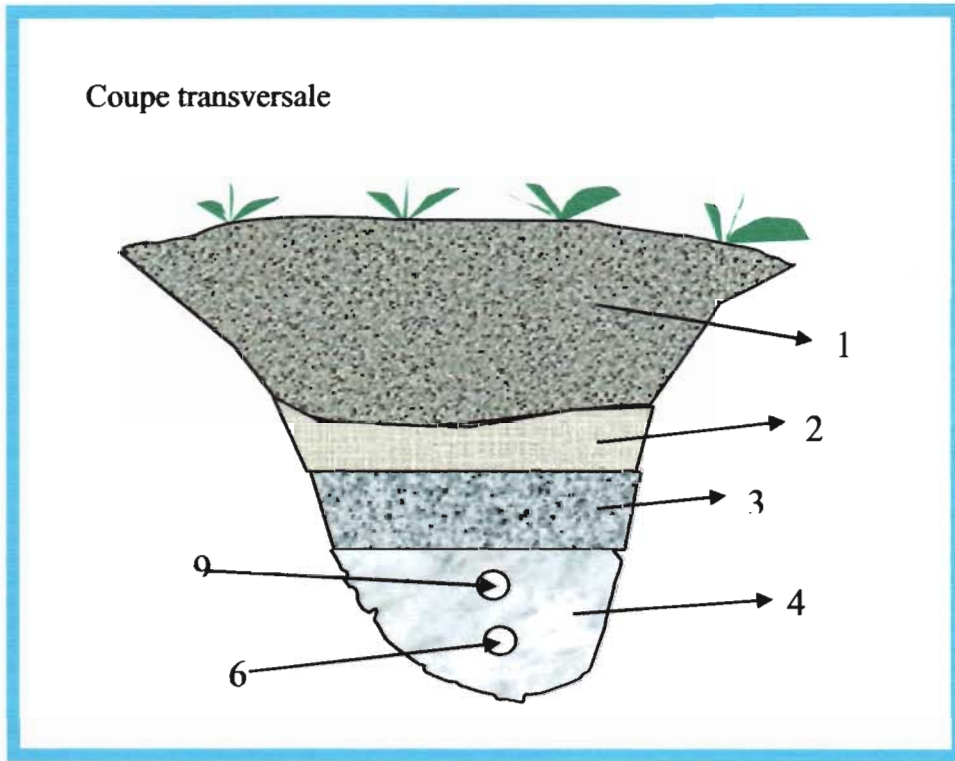
Il est très important de bien savoir le débit d'une source quelconque.

En faisant ces rapports, on distingue :

- Une source à débit constant : rapport variant de 1 à 2 ;
- Une source à débit moyen : rapport variant e 2 à 10 ;
- Une source à débit variable : rapport variant de 10 à 50 ;
- Une source à débit très variable : rapport >50.

IV.2. Le captage

Schéma de principe adapté pour le captage :



Légende.

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

Figure 9: Coupe transversale et longitudinale de la zone de captage

En un mot, le captage est le cœur d'adduction. Donc, il permet à collecter toute eau de la source avec un système très approfondi de galerie ou drain et les amener dans petit réservoir appelé chambre collective (dans le cas où on a aménagé plus d'une source) ou chambre de départ dans le cas d'une seule source aménagée.

IV.3. Chambre collective

La chambre collective est un ouvrage du génie civil où les parois latérales sont réalisées ou bien en béton armé, en maçonnerie de briques ou moellons.

Elle a pour rôle de collecter toute eau provenant dans un ouvrage de la source afin d'envoyer cette eau dans les autres ouvrages constituant le projet d'adduction.

La chambre collective doit avoir le plus souvent des compartiments pour faciliter la séparation de l'eau et les matières solides (sable) contenant dans cette eau.

Elle comporte deux compartiments où le premier est chargé de garer les matières solides décantées et l'eau passe au-dessus du seuil plat afin de se déverser dans le second compartiment pour s'apprêter au départ.

Parmi les composants, on ne peut exclure un trop plein qui a un rôle très important de faire évacuer l'eau en excédant et la conduite de départ comportant une vanne.

IV.4. Chambre d'équilibre ou brise –charge

Au cas où les eaux proviennent dans les sources situées à des niveaux différents, la chambre 'équilibre joue un rôle important de mettre en équilibre les pressions de ces niveaux en les limitant dans les conduites.

Cette brise-charge comporte :

- Une conduite d'arrivée munie d'une vanne ;
- Un limiteur de débit et d'une vanne à flotteur ;
- Un trop-plein ;
- Une conduite de départ munie d'une crépine ;
- Une autre alternative serait l'installation d'un réducteur de pression dans un regard.

IV.5. La Chambre de Ventouse

D'habitude, l'emplacement des ventouses est choisi sur les points hauts du réseau. Elles jouent un rôle important de faire l'évacuation de l'air enfermé dans les tuyaux. La présence de l'air dans ces tuyaux peut provoquer des embouchonnements qui paralysent partiellement ou totalement le débit.

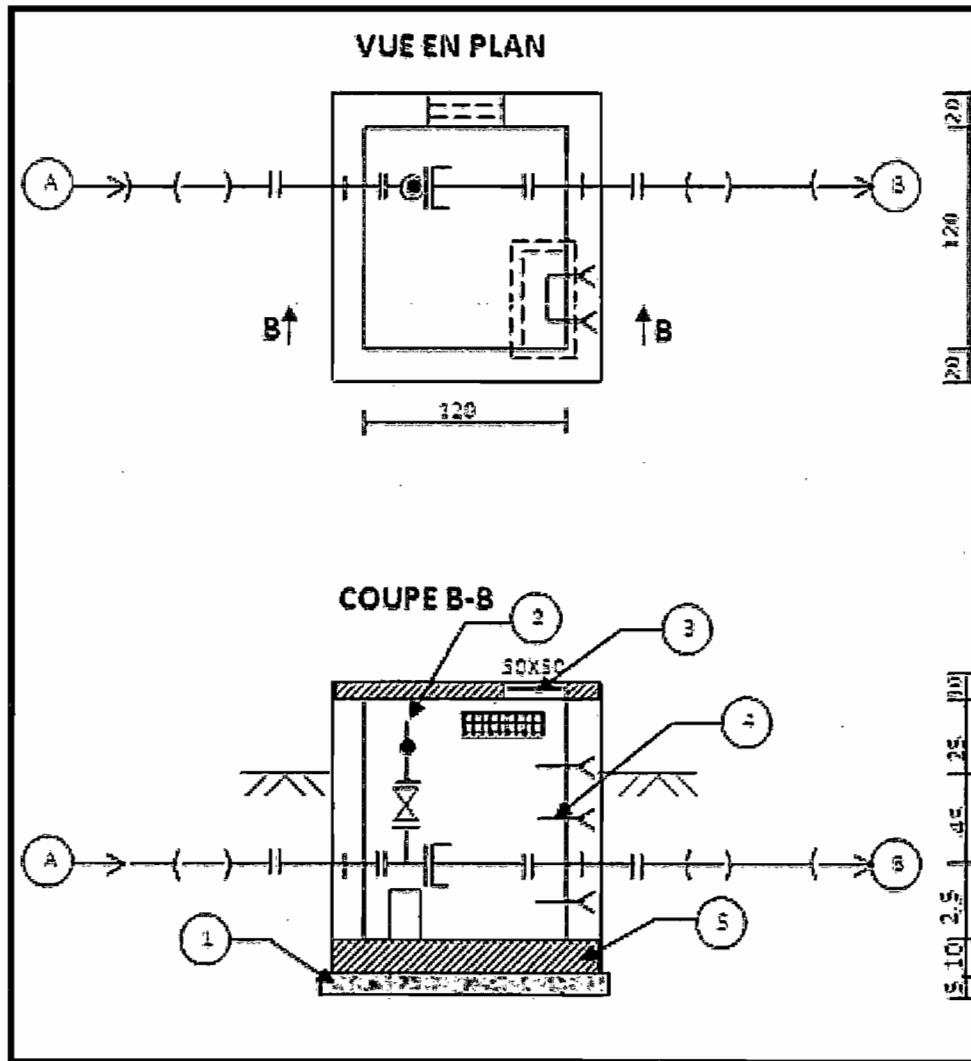


Figure 10 : (vue en plan et coupe de la chambre de ventouse)

Légende :

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

IV.6. La Chambre de purge ou décharge

Contrairement aux ventouses, la chambre de purge est placée aux différents points bas du réseau pour faciliter l'élimination des dépôts solides contenant dans les conduites.

Comme le terme l'indique, elle décharge tout corps étranger à l'eau pour que les conduites ne se débouchent.

IV.7. Les Conduites

IV.7.1. Les tuyaux en acier galvanisé

Ils sont particulièrement employés pour les grandes distances et aux débits élevés avec des fortes pressions allant au-delà de 40 bars. L'acier galvanisé (AG) étant le plus utilisé avec des diamètres nominaux ½'', ¾'', 1'', 1''¼, 1''½, 2'', 2''½, 3'', et 4''.

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

IV.7.2. Les tuyaux en PVC

Ils sont employés dans les petites distributions d'eau potable. Deux variétés les plus rencontrés sont :

- Le polychlorure de vinyle (PVC) : rigide et thermoplastique, résiste aux pressions de 6, 10, et 16 bars ;

Il est de nos jours le plus utilisé en raison de sa légèreté, résistance à la corrosion, facilité de pose et moins de perte de charge. Sur le marché, on y trouve les diamètres nominaux de 20, 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, et 160 mm. Le calcul du diamètre intérieur (DI) permet de trouver le diamètre extérieur (DE), le diamètre nominal (DN) et la pression nominale (PN) convenables en utilisant le tableau en annexe.

- Le polyéthylène (PE) : souple et thermoplastique, résiste aux pressions de 4, 6, 10, et 16 bars.

IV.7.3. Tuyaux en fonte

Ils nécessitent des précautions à la manutention. Ils résistent aux pressions nominales comprises entre 16 et 40 bars. La fonte ductile est la plus utilisée aux diamètres nominaux sont millimètre (mm) dont 60, 80, 100, 125, 150, 175, 250, 300, 400, 450, 500, 700, 800, 900, 1000, 1100, et 1250.

CHAPITRE V. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU ET CALCULS HYDRAULIQUES

V.0. Introduction

On procède aux dimensionnements et aux calculs hydrauliques afin que l'eau distribuée puisse arriver jusqu'à tous les points souhaités.

Pour cela, nous devons analyser tous les aspects du réseau partant du lieu de captage jusqu'au lieu de distribution.

Pour faciliter le dimensionnement, il faut faire une analyse approfondie sur les critères suivants :

- Le schéma de fonctionnement : celui-ci montre l'emplacement des réservoirs et leurs débits d'entrée et de sortie;
- Plan de situation : qui montre les différents tronçons du réseau de distribution ;
- Le profil en long du réseau : il est la projection du plan de situation. Il montre les différentes altitudes du réseau et permet de mieux connaître l'emplacement des réservoirs ;
- Les types des tuyaux utilisés.

V.1. Dimensionnement des réservoirs

V.1.1. Capacité des réservoirs

La première chose à déterminer lors de l'étude d'un réservoir est la capacité qu'il doit fournir en fonction de la quantité d'eau qui entre dans le réservoir (QE) et celle qui en sort (QS) pendant un intervalle de temps considéré selon les consommations journalières.

Le temps considéré comme référence est d'une journée de 24h.

On peut aussi tenir compte des réserves pour assurer l'alimentation continue.

On dit qu'il y a des réserves si le volume entrant (VE) est supérieur au volume sortant (VS). Dans le cas contraire, on a le manquant dans le réservoir c'est à dire $VE < VS$.

Dans ce cas, on en déduit la capacité théorique et la capacité pratique des réservoirs.

V.1.2. Capacité théorique des réservoirs

Dans le cas où on a des réserves c'est-à-dire que $VE-VS>0$, la différence est positive et dans le cas contraire où on a le manquant c'est-à-dire que $VE-VS <0$, la différence est négative.

Pour cela, la capacité théorique est calculée en additionnant le grand réserve et le grand manquant en valeur absolue.

En résumé, on a :

Capacité théorique = grand supplément + grand déficit en valeur absolue (Formule 9)

V.1.3. Capacité pratique des réservoirs

Pour avoir la capacité pratique, il faudra affecter à la capacité théorique un coefficient fourni par la REGIDESO selon l'emplacement du réservoir.

Ce coefficient est estimé à 1,5, ce qui nous donne :

Capacité pratique = Capacité théorique * 1,5 (Formule 10)

Aussi ce coefficient vient à remédier quelques incidents qui peuvent survenir.

Selon le milieu rural ou le milieu urbain, il ya un facteur très important qui influencent la capacité du réservoir c'est-à-dire la variation horaire de consommation.

En milieu rural, ce coefficient horaire est :

Temps en heure	0-2	2-6	6-7	7-12	12-14	14-19	19-22	22-24
Coefficient	0	0,35	2,5	1,2	1,7	1,9	0,3	0,15

Voici les formules utilisées pour trouver les données à remplir les tableaux suivants :

$$Q_{sp} = Q_E * c.h \quad \text{(Formule 11)}$$

$$V_{sp} = Q_{sp} * T \quad \text{(Formule 12)}$$

$$V_{EP} = Q_E * T$$

(Formule 13)

$$V_{EC} = \sum V_{EP} \quad \text{(Formule 14)}$$

$$V_{Sc} = \sum V_{SP} \quad \text{(Formule 15)}$$

Avec C.h : coefficient horaire

Q_E : débit entrant

V_{EP} : volume entrant partiel

V_{EC} : volume entrant cumulé

Q_{SP} : débit sortant partiel

V_{SP} : volume sortant partiel

V_{Sc} : volume sortant cumulé

Chambre de départ (C.D : $Q_E=3,53m^3=0,98$ l/s)

Heure	c.h	T(h)	$Q_E(m^3/h)$	$Q_{SP}(m^3/h)$	$V_{SP}(m^3)$	$V_{Sc}(m^3)$	$V_{EP}(m^3)$	$V_{EC}(m^3)$	$V_{EC}-V_{Sc}$ (m^3)
0-2	0	2	3,53	0,00	0,00	0,00	7,06	7,06	7,06
2-6	0,35	4	3,53	1,24	4,94	4,94	14,12	21,18	16,24
6-7	2,5	1	3,53	8,83	8,83	13,77	3,53	24,71	10,94
7-12	1,2	5	3,53	4,24	21,18	34,95	17,65	42,36	7,41
12-14	1,7	2	3,53	6,00	12,00	46,95	7,06	49,42	2,47
14-19	1,9	5	3,53	6,71	33,54	80,48	17,65	67,07	13,41
19-22	0,3	3	3,53	1,06	3,18	83,66	10,59	77,66	-6,00
22-24	0,15	2	3,53	0,53	1,06	84,72	7,06	84,72	0,00

Tableau 7: Tableau évaluant Q_E de la chambre de départ

Capacité théorique=| 16,24 m^3 |+|-13,41 m^3 |=29,65 m^3

Capacité pratique= 29,65 m^3 *1,5=44,48 m^3

En se basant aux dimensions standards des réservoirs, on a **C.D=50m**

R1 :Sous Colline KARWA :($Q_E=0,41m^3/h=0,11$ l/s)

Heure	c.h	T(h)	$Q_E(m^3/h)$	$Q_{SP}(m^3/h)$	$V_{SP}(m^3)$	$V_{Sc}(m^3)$	$V_{EP}(m^3)$	$V_{EC}(m^3)$	$V_{EC}-V_{Sc}$ (m^3)
0-2	0	2	0,41	0,00	0,00	0,00	0,82	0,82	0,82
2-6	0,35	4	0,41	0,14	0,57	0,57	1,64	2,46	1,89
6-7	2,5	1	0,41	1,03	1,03	1,60	0,41	2,87	1,27
7-12	1,2	5	0,41	0,49	2,46	4,06	2,05	4,92	0,86
12-14	1,7	2	0,41	0,70	1,39	5,45	0,82	5,74	0,29
14-19	1,9	5	0,41	0,78	3,90	9,35	2,05	7,79	-1,56
19-22	0,3	3	0,41	0,12	0,37	9,72	1,23	9,02	-0,70
22-24	0,15	2	0,41	0,06	0,12	9,84	0,82	9,84	0,00

Tableau 8 : Tableau évaluant Q_E du Réservoir 1

Capacité théorique= $|1,89\text{m}^3|+|-1,56\text{m}^3|=3,45\text{m}^3$

Capacité pratique= $3,45\text{m}^3*1,5=5,18\text{m}^3$

Compte tenu des réservoirs standards, nous prenons un réservoir de 10m^3 .

Donc R1= 10m^3

R2=R3 : Sous colline KAVUMU : ($Q_E=0,12\text{m}^3/\text{h}=0,03 \text{ l/s}$)

Heure	c.h	T(h)	Q_E (m^3/h)	Q_{SP} (m^3/h)	V_{SP} (m^3)	V_{SC} (m^3)	V_{EP} (m^3)	V_{EC} (m^3)	$V_{EC}-V_{SC}$ (m^3)
0-2	0	2	0,12	0,00	0,00	0,00	0,24	0,24	0,24
2-6	0,35	4	0,12	0,04	0,17	0,17	0,48	0,72	0,55
6-7	2,5	1	0,12	0,30	0,30	0,47	0,12	0,84	0,37
7-12	1,2	5	0,12	0,14	0,72	1,19	0,60	1,44	0,25
12-14	1,7	2	0,12	0,20	0,41	1,60	0,24	1,68	0,08
14-19	1,9	5	0,12	0,23	1,14	2,74	0,60	2,28	-0,46
19-22	0,3	3	0,12	0,04	0,11	2,84	0,36	2,64	-0,20
22-24	0,15	2	0,12	0,02	0,04	2,88	0,24	2,88	0,00

Tableau 9 : Tableau évaluant Q_E des Réservoirs 2 & 3

Capacité théorique= $|0,55\text{m}^3|+|-0,46\text{m}^3|=1,01\text{m}^3$

Capacité pratique= $1,01\text{m}^3*1,5=1,52\text{m}^3$

Avec les dimensions standards des réservoirs, nous décidons un réservoir de 5m^3

d'où R2= R3= 5m^3

R4 : E.P, ECOFO et EGLISE MUNYEGESHI : ($Q_E=2,01\text{m}^3/\text{h}=0,56 \text{ l/s}$)

Heure	c.h	T(h)	Q_E (m^3/h)	Q_{SP} (m^3/h)	V_{SP} (m^3)	V_{SC} (m^3)	V_{EP} (m^3)	V_{EC} (m^3)	$V_{EC}-V_{SC}$ (m^3)
0-2	0	2	2,01	0,00	0,00	0,00	4,02	4,02	4,02
2-6	0,35	4	2,01	0,70	2,81	2,81	8,04	12,06	9,25
6-7	2,5	1	2,01	5,03	5,03	7,84	2,01	14,07	6,23
7-12	1,2	5	2,01	2,41	12,06	19,90	10,05	24,12	4,22
12-14	1,7	2	2,01	3,42	6,83	26,73	4,02	28,14	1,41
14-19	1,9	5	2,01	3,82	19,10	45,83	10,05	38,19	-7,64
19-22	0,3	3	2,01	0,60	1,81	47,64	6,03	44,22	-3,42
22-24	0,15	2	2,01	0,30	0,60	48,24	4,02	48,24	0,00

Tableau 10: Tableau évaluant Q_E du Réservoir 4

$$\text{Capacité théorique} = |9,25\text{m}^3| + |-7,64\text{m}^3| = 16,89\text{m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 16,89\text{m}^3 * 1,5 = 25,34\text{m}^3$$

Nous prenons un réservoir de : **R4=35 m³**

R5 : Sous collines MUNYEGESHI : (Q_E=0,52m³/h=0,14 l/s)

Heure	c.h	T(h)	Q _E (m ³ /h)	Q _{SP} (m ³ /h)	V _{SP} (m ³)	V _{SC} (m ³)	V _{EP} (m ³)	V _{EC} (m ³)	V _{EC} -V _{SC} (m ³)
0-2	0	2	0,52	0,00	0,00	0,00	1,04	1,04	1,04
2-6	0,35	4	0,52	0,18	0,73	0,73	2,08	3,12	2,39
6-7	2,5	1	0,52	1,30	1,30	2,03	0,52	3,64	1,61
7-12	1,2	5	0,52	0,62	3,12	5,15	2,60	6,24	1,09
12-14	1,7	2	0,52	0,88	1,77	6,92	1,04	7,28	0,36
14-19	1,9	5	0,52	0,99	4,94	11,86	2,60	9,88	-1,98
19-22	0,3	3	0,52	0,16	0,47	12,32	1,56	11,44	-0,88
22-24	0,15	2	0,52	0,08	0,16	12,48	1,04	12,48	0,00

Tableau 11: Tableau évaluant Q_E du Réservoir 5

$$\text{Capacité théorique} = |2,39\text{m}^3| + |-1,98\text{m}^3| = 4,37\text{m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 4,37\text{m}^3 * 1,5 = 6,56\text{m}^3$$

Nous prenons un réservoir **R5=10m³**

R6=R7 : Sous colline MUGOGA : (Q_E=0,18m³/h=0,05 l/s)

Heure	c.h	T(h)	Q _E (m ³ /h)	Q _{SP} (m ³ /h)	V _{SP} (m ³)	V _{SC} (m ³)	V _{EP} (m ³)	V _{EC} (m ³)	V _{EC} -V _{SC} (m ³)
0-2	0	2	0,18	0,00	0,00	0,00	0,36	0,36	0,36
2-6	0,35	4	0,18	0,06	0,25	0,25	0,72	1,08	0,83
6-7	2,5	1	0,18	0,45	0,45	0,70	0,18	1,26	0,56
7-12	1,2	5	0,18	0,22	1,08	1,78	0,90	2,16	0,38
12-14	1,7	2	0,18	0,31	0,61	2,39	0,36	2,52	0,13
14-19	1,9	5	0,18	0,34	1,71	4,10	0,90	3,42	-0,68
19-22	0,3	3	0,18	0,05	0,16	4,27	0,54	3,96	-0,31
22-24	0,15	2	0,18	0,03	0,05	4,32	0,36	4,32	0,00

Tableau 12 : Tableau évaluant Q_E des Réservoirs 6 & 7

$$\text{Capacité théorique} = |0,83\text{m}^3| + |-0,68\text{m}^3| = 1,51\text{m}^3$$

$$\text{Capacité pratique} = 1,51\text{m}^3 * 1,5 = 2,27\text{m}^3$$

$$\boxed{\text{D'où } R6=R7=5\text{m}^3}$$

V.1.4. Dimensionnement proprement dit des réservoirs

Le réservoir comprend trois grandes parties à savoir :

- La couverture appelée aussi la dalle ;
- Le radier ;
- Les parois.

Aussi il comporte des éléments secondaires qui sont :

- Les poteaux supportant la dalle de couverture ;
- Les poutres de la dalle de couverture.

V.1.4.1. Détermination des dimensions des réservoirs

Pour déterminer les dimensions du réservoir, il faut tenir compte de la hauteur au-dessus du radier, de la hauteur utile portant du volume d'eau dans le réservoir, du diamètre intérieur et du diamètre extérieur du réservoir.

V.1.4.1.1. Calcul du diamètre

Après avoir trouvé le volume de chaque réservoir et d'après les formules de FONLLADOSA, le diamètre est calculé de la manière suivante :

$$D = 1,405 \sqrt[3]{V} \quad (\text{Formule 16})$$

Avec D : diamètre intérieur (m)

V : volume du réservoir (m³)

V.1.4.1.2. Calcul de la hauteur

- Hauteur utile

D'après FONLLADOSA, la hauteur utile est déterminée par la relation suivante :

$$\boxed{H_u = 0,46 * D} \quad (\text{Formule 17})$$

Hu : hauteur utile

D : diamètre intérieur du réservoir.

- Hauteur libre(Hl)

C'est la hauteur comprise entre le niveau d'eau et le couvercle. Cette hauteur varie de 0,2m et 0,5m.

Dans ce cas, nous prenons la moyenne des deux valeurs.

$$D'où Hl = \frac{0,2+0,5}{2} = 0,35m$$

- Hauteur totale

La hauteur totale du réservoir est égale à la somme de la hauteur utile et la hauteur libre

$$D'où Ht = H_u + H_l$$

Tableau illustrant les caractéristiques des réservoirs trouvés

Volume (m ³)	Diamètre intérieur (m)	Épaisseur des parois(m)	Diamètre extérieur (m)	Hauteur utile (m)	Hauteur libre (m)	Hauteur totale (m)
5	2,40	0,4	3,20	1,10	0,35	1,45
10	3,03	0,4	3,83	1,39	0,35	1,74
35	4,60	0,4	5,40	2, 12	0,35	2,45
50	5,18	0,4	5,98	2,38	0,35	2,73

Tableau 13: les caractéristiques des réservoirs trouvés

V.1.4.2. Dimensionnement des éléments des réservoirs

A. Pour le réservoir de 5m³

1. La dalle de couvercle

La dalle de couvercle a une épaisseur très faible et une forme plane. Elle est utilisée pour protéger des salubrités et des autres éléments nuisibles à l'eau potable.

Sa forme plane est aussi circulaire avec un diamètre qui doit être considéré comme côté du carré lors du dimensionnement.

Comme il existe plusieurs normes de dimensionnement des ouvrages en béton armé, ici on préfère utiliser la norme DIN1045 qui considère que tout ouvrage ayant une largeur 5fois plus grande que l'épaisseur est prise comme dalle.

Les éléments à considérer lors du dimensionnement sont les suivants :

- Le poids propre de la dalle ou charge permanente G ;
- Les surcharges appliquées sur la dalle ou charge d'exploitation $P=2\text{KN/m}^2$.
Dans ce cas, on considère que la dalle peut supporter 2 personnes lors de son entretien.
- Le revêtement de la dalle qui est estimé à $1,5\text{KN/m}^2$.

a. Dimension de la dalle

Diamètre de la dalle : \emptyset est calculée à partir du diamètre extérieur en additionnant l'extrémité sortant de la dalle.

Pour notre cas, nous avons pris 1cm comme extrémité sortant.

C'est-à-dire $\emptyset=C=3,20\text{m}+(0,01*2)=3,22\text{m}$; $l_x=l_y$

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

$$h \geq \frac{\alpha \cdot l_x}{35} \quad (\text{Formule 18})$$

Avec α : Coefficient qui est en fonction des appuis

$$\alpha = 1 \quad (\text{il est pivotant aux appuis})$$

l_x : la portée de la dalle : \emptyset dalle

h : la hauteur utile

$$h \geq \frac{1 \cdot 3,22}{35} = 0,092\text{m} \quad \text{ou } 9,2\text{cm} \quad \text{nous prenons } h = 10\text{cm}$$

On calcule l'épaisseur de la dalle à partir de cette formule :

$$d = h + e + \frac{1}{2} \emptyset_s \quad (\text{Formule 19})$$

avec h : hauteur utile de la dalle

e : enrobage considéré à 1,5cm

\emptyset_s : diamètre des armatures ($\emptyset 10$)

d : épaisseur de la dalle

$$d = 10\text{cm} + 1,5\text{cm} + \frac{1}{2} * 1\text{cm} = 12\text{cm}$$

b. Calcul des charges

Charge permanente $G = \gamma_b * d$

(Formule20)

Avec δ_b : poids volumique du béton

d : épaisseur de la dalle

$$\rightarrow G = 25 \text{KN/m}^3 * 0,12 \text{m} = 3 \text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Charge d'exploitation ; } P = 2 \text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Revêtement : } 1,5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Charge totale } Q = 3 \text{KN/m}^2 + 2 \text{KN/m}^2 + 1,5 \text{KN/m}^2 = 6,5 \text{KN/m}^2$$

c. Calcul des sollicitations

Elles sont en fonction des charges et surcharges.

$$\text{Comme } l_x = l_y ; \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,22}{3,22} = 1$$

$$\text{Alors } f_x^0 = 20$$

$$f_y^0 = 20$$

Où f_x^0 et f_y^0 sont des coefficients de calcul des moments.

Calcul du moment entravé

$$\text{On a : } m_{t_x} = \frac{q l^2 x}{f_x^2} \quad m_{t_y} = \frac{q l^2 y}{f_y^2}$$

Avec q : charge totale de la dalle

m_{t_x} : moment entravé dans le sens des x

m_{t_y} : moment entravé dans le sens des y

or $l_x = l_y$ et $f_x = f_y$;

$$\text{On a : } m_{t_x} = m_{t_y} = \frac{1 \text{KNm/m} * 6,5 * 3,22^2}{20} = 3,37 \text{KNm/m}$$

d. Détermination de la section des armatures

Dans une dalle, on trouve des aciers principaux, trouvés à partir du moment entravé m_{t_x} et les aciers de répartition déterminés à partir du moment entravé m_{t_y} .

Tous ces aciers ont un rôle de répartir les efforts de flexion et ils ont une forme de treillis.

Avec la norme DIN1045 que nous avons préféré d'utiliser, la dose du béton choisie est B35 avec la nuance des barres d'armatures qui est

Bst 420/500.

$$m_{s_x} = \frac{m_{t_x}}{b * h^2 * f_{cu}}$$

(Formule 21)

$$a s_x = \frac{b \cdot h \cdot \omega_2}{f_e / f_{cu}}$$

(Formule22)

avec b : largeur de la dalle

h : hauteur utile de la dalle

en prenant un mètre linéaire, b=1m

$$m s_x = \frac{3,37}{1 \cdot 0,1^2 \cdot 23000} = 0,015$$

$$m s < m s^* \text{ car } 0,015 < 0,193$$

→ On a des armatures simples

$$\omega_2 = ?$$

Par interpolation, on a :

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,01 \\ 0,015 \\ 0,02 \end{array} \right\} \quad 0,005. \quad \left. \begin{array}{l} 0,018 \\ \omega_2 = ? \\ 0,037 \end{array} \right\} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 \cdot 0,005}{0,01} = 0,0275$$

$$D'où a s_x = \frac{0,0275 \cdot 1 \cdot 0,1}{18,3} = 0,0001502 \text{ m}^2/\text{m} = 1,502 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le choix de la section des armatures et de l'espacement est donné par le tableau en annexe ;

$$\text{Ø}8 ; St=20 ; a_{\text{seff}}=2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dans le sens de y

$$m s_y = \frac{m t_y}{b \cdot h'^2 \cdot f_{cu}}$$

(Formule23)

$$\text{avec } h' = h - \frac{\text{Ø}s}{2} = 10 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

$$m s_y = \frac{3,37}{1 \cdot 0,095^2 \cdot 23000} = 0,016$$

Par interpolation, on a:

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,01 \\ 0,016 \\ 0,02 \end{array} \right\} \quad 0,006. \quad \left. \begin{array}{l} 0,018 \\ \omega_2 = ? \\ 0,037 \end{array} \right\} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 \times 0,006}{0,01} = 0,0294$$

Avec la formule, $as_y = \frac{\omega_2 \cdot h' \cdot b}{f_e / f_{cu}}$

$$as_y = \frac{0,0294 \times 1 \times 0,095}{18,3} = 0,0001526 m^2/m = 1,526 cm^2/m$$

le choix du diamètre des armatures et l'espacement est donné par le tableau en annexe.

Choix : Ø8 ; St= 20 avec $aseff=2,51 cm^2/m$

2. Le calcul des dimensions du radier pour un réservoir de 5m³

La procédure est la même que la dalle de couvercle mais on doit d'abord évaluer toutes les charges que pourra supporter ce radier.

Il a une forme rectangulaire. Il faut encore identifier l'épaisseur du radier.

Généralement, elle doit être comprise entre 0,2m et 0,4m.

En considérant le milieu, c'est-à-dire 0,3m, on passe au calcul.

Certains éléments sont à étudier lors du dimensionnement du radier à savoir :

1. Les charges permanentes G;
2. Charges d'exploitation ou surcharges P c'est-à-dire :
 - Poids du mur ;
 - Poids de l'enduits et étanchéité ;
 - Pression exercée par l'eau ;
 - Surface totale des parois ;
 - Poids de la dalle ;
 - Pression sur les parois totales du mur.

Par la comparaison entre pression exercée par l'eau et celle exercée par les parois totales, on évalue la plus grande et on passe au dimensionnement en utilisant celle jugée importante.

Par calcul, on a : \emptyset

Avec un débord de 20cm, le diamètre du radier est : $\emptyset = 3,2m + (0,2m * 2) = 3,$

1. Charges permanentes $G = \gamma b * d + 0,7KN/m^2$

Avec d : épaisseur du radier

γb : Poids volumique du béton = $25KN/m^3$

$0,7KN/m^2$: charges de l'enduit et de l'étanchéité

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

2. Charges d'exploitation ou surcharge

- Poids de la dalle

$$P_1 = Q * \emptyset^2$$

$$P_1 = 6,5KN/m^2 * (3,22m)^2 = 67,394KN$$

(Formule 24)

- Poids du mur

$$P = \gamma m * (De^2/4 - Di^2/4) * Ht * \pi$$

(Formule 25)

γm : poids volumique de la maçonnerie en moellon

$$\pi = 3,14$$

De : diamètre extérieur du mur

Di : diamètre intérieur du mur

Ht : hauteur totale

$$P_2 = 22,6KN/m^3 * (3,2^2/4 - 2,4^2/4)m^2 * 1,45m * 3,14 = 82,32KN$$

- Poids de l'enduit et de l'étanchéité

$$P_3 = 0,7KN/m^2 * De * Ht * \pi$$

(Formule 26)

$$P_3 = 0,7 \text{KN/m}^2 * 3,2 \text{m} * 1,45 \text{m} * 3,14 = 10,198 \text{KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids total} &= P_t = P_1 + P_2 + P_3 \\ &= 67,3946 \text{KN} + 82,32 \text{KN} + 10,198 \text{KN} = 159,91 \text{KN} \end{aligned} \quad (\text{Formule 27})$$

- Pression totale sous le mur

$$P = \frac{P_t}{S_t} = \frac{159,91 \text{KN}}{(3,2^2/4 - 2,4^2/4) * 3,14} \text{m}^2 = 45,47 \text{KN/m}^2$$

- Pression de l'eau exercée sur le radier

$$\begin{aligned} P_e &= \gamma_{\text{eau}} * H_u \\ P_e &= 10 \text{KN/m}^3 * 1,1 \text{m} = 11 \text{KN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{Formule 28})$$

Par comparaison de la pression exercée par l'eau sur le radier et la pression totale sous les parois des murs ; nous retenons la plus grande qui est $52,075 \text{KN/m}^2$

La charge totale qui va nous aider à faire le dimensionnement du radier est :

$$q = 45,472 \text{KN/m}^2 + 8,2 \text{KN/m}^2 = 53,67 \text{KN/m}^2$$

3. Calcul des sollicitations

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

Comme nous avons pris $d = 0,3 \text{m}$

$$\text{Or } h = d - (e * 2)$$

Nous prenons $e = 2,5 \text{cm} = 0,025 \text{m}$

$$h = 0,30 \text{m} - (0,025 \text{m} * 2) = 0,25 \text{m}$$

$$h' = h - 0,005 \text{m} = 0,25 \text{m} - 0,005 \text{m} = 0,245 \text{m}$$

Calcul du moment entravé

$$m_{tx} = \frac{q l_x}{f_x} = \frac{53,67 \text{KN/m}^2 * (3,22 \text{m})^2}{20} = 27,82 \text{KNm/m} = m_{ty}$$

car $l_x = l_y$

4. Calcul de la section des armatures

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}} \quad (\text{Formule 29})$$

$$m_{sx} = \frac{27,82}{1 * (0,25)^2 * 23000} = 0,020$$

Avec $m_s < m_s^*$ car $0,020 < 0,193$ d'où des armatures simples.

Les calculs se font sur un mètre linéaire et $b=1\text{m}$.

$$\omega_2=0,037$$

$$a_{sx} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h}{f_{se}} \quad (\text{Formule 30})$$

$$a_{sx} = \frac{0,037 \cdot 1 \cdot 0,25}{18,3} = 0,0005054\text{m}^2/\text{m} = 5,054\text{cm}^2/\text{m}$$

Avec le tableau en annexe ; on choisit de la section des armatures et l'espacement, c'est-à-dire :

$$\text{Choix: } \emptyset 12 \quad ; \quad St= 20 \quad a_{seff}=5,65\text{cm}^2/\text{m}$$

Dans le sens de y

$$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cu}} \quad (\text{Formule 31})$$

$$m_{sy} = \frac{31,24}{1 \cdot 0,245^2 \cdot 23000} = 0,021$$

$m_s < m_s^*$, d'où des armatures simples

$$\omega_2 = ?$$

Par interpolation, on a :

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,02 \\ 0,021 \\ 0,03 \end{array} \right\} \quad 0,001. \quad \left. \begin{array}{l} 0,037 \\ \omega_2 = ? \\ 0,055 \end{array} \right\} 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 \cdot 0,001}{0,01} = 0,0388$$

$$a_{sy} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h}{f_{seff}} \quad (\text{Formule 32})$$

$$a_{sy} = \frac{0,0388 \cdot 1 \cdot 0,245}{18,3} = 0,0005194\text{m}^2/\text{m} = 5,194\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Choix: } \emptyset 12 \quad ; \quad St= 20 \quad a_{seff}=5,65\text{cm}^2/\text{m}$$

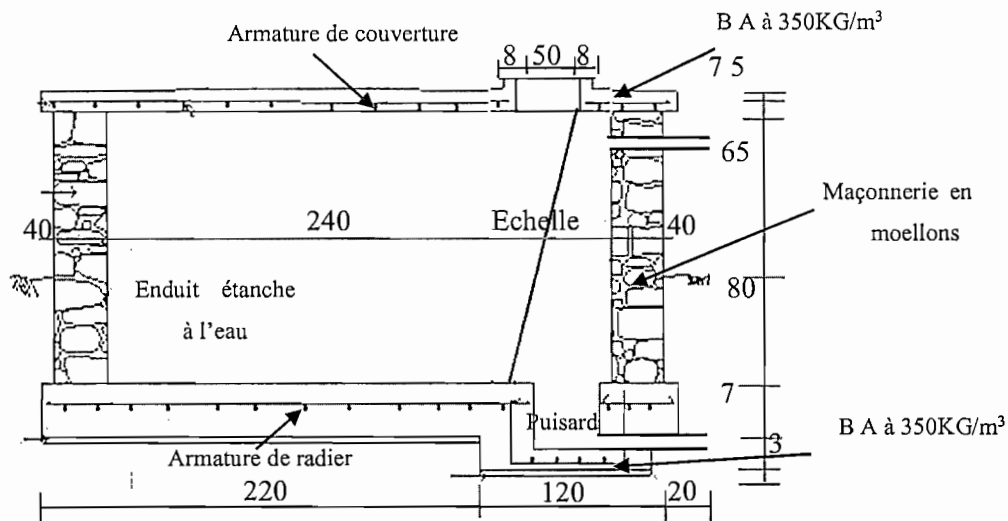


Figure 11: Coupe du Réservoir de 5m³

B. Pour le réservoir de 10m³

1. La dalle de couvercle

a. Dimensions de la dalle

$$\varnothing = \text{Dext} + (\text{ext.s} * 2) \quad ; \text{ prenons ext.s} = 1,5\text{cm}$$

Avec Dext : diamètre extérieur de la dalle

ext.s : extrémité sortant de la dalle

$$\rightarrow \varnothing = 3,83\text{m} + (2 * 0,015\text{m}) = 3,86\text{m}$$

$$h \geq \frac{\alpha * l_x}{35}$$

$$\rightarrow h \geq \frac{1 * 3,86\text{m}}{35}$$

$$\rightarrow h \geq 0,1102\text{m} \cong 12\text{cm}$$

$$d = h + e + \frac{\varnothing_s}{2}$$

(Formule 33)

avec e : enrobage estimé à 2cm

h : hauteur utile de la dalle

\varnothing_s : diamètre des armatures estimé à $\varnothing 10$

$$\rightarrow d = 12\text{cm} + 2\text{cm} + \frac{1}{2} * 1\text{cm} = 14,5\text{cm}$$

b. Détermination des charges

$$\text{Charge permanente } G = \gamma_b * d$$

(Formule 34)

Avec γ_b : poids volumique du béton

d : épaisseur de la dalle

$$\rightarrow G = 25 \text{KN/m}^3 * 0,145 \text{m} = 3,625 \text{KN/m}^2$$

\rightarrow Charge d'exploitation P estimé à 2KN/m^2 : on suppose que 2 personnes monteront au-dessus pour assurer l'entretien.

\rightarrow Revêtement estimé à $1,5 \text{KN/m}^2$.

$$\rightarrow \text{Charge totale } Q = 3,625 \text{KN/m}^2 + 2 \text{KN/m}^2 + 1,5 \text{KN/m}^2 = 7,125 \text{KN/m}^2$$

c. Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,86 \text{m}}{3,86 \text{m}} = 1 \text{ avec } l_x = l_y ; f_x^0 = f_y^0 = 20$$

$$m_{tx} = \frac{q l_x^2}{f_x^0} = \frac{q l_y^2}{f_y^0} = m_{ty} \quad (\text{Formule 35})$$

$$m_{tx} = m_{ty} = \frac{7,125 * (3,86)^2}{20} = 5,3 \text{KNm/m}$$

d. Calcul des armatures

$$m_{s_x} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}} \quad (\text{Formule 36})$$

$$a_{s_x} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}} \quad (\text{Formule 37})$$

Pour un mètre linéaire c'est-à-dire $b = 1 \text{m}$

$$m_{s_x} = \frac{5,3}{1 * 0,12^2 * 23000} = 0,016$$

$$m_s < m_s^* \text{ car } 0,016 < 0,193$$

\rightarrow on a des armatures simples

Par interpolation, on trouve ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,01 \\ 0,016 \\ 0,02 \end{array} \right\} \quad 0,006 \quad \left. \begin{array}{l} 0,018 \\ \omega_2 = ? \\ 0,037 \end{array} \right\} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 * 0,006}{0,01} = 0,0294$$

$$a_{s_x} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,0294 * 1 * 0,12}{18,3} = 0,00019278 \text{m}^2/\text{m} = 1,9278 \text{cm}^2/\text{m}$$

Le choix du diamètre et de l'espacement est donné par le tableau en annexe.

Choix : Ø8 , St=20 a_{seff}=2,51cm²/m

Dans le sens de y

$$m_s y = \frac{m r y}{b \cdot h^2 \cdot f_{cu}} \quad (\text{Formule 38})$$

$$a_s y = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h^2}{f_s / f_{cu}} \quad (\text{Formule 39})$$

$$\text{avec } h' = h - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_s = 12 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm} = 11,5 \text{ cm}$$

avec b=1m c'est-à-dire un mètre linéaire

$$m_s y = \frac{5,3}{1 \cdot 0,115^2 \cdot 23000} = 0,017$$

$$m_s < m_s^* \text{ car } 0,017 < 0,193$$

→ on a des armatures simples

Par interpolation, on calcule ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,01 \\ 0,017 \\ 0,02 \end{array} \right\} \quad 0,007 \quad \left. \begin{array}{l} 0,018 \\ \omega_2 = ? \\ 0,037 \end{array} \right\} 0,019$$

$$\omega_2 = 0,018 + \frac{0,019 \cdot 0,007}{0,01} = 0,0313$$

$$a_s y = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h^2}{f_s / f_{cu}} = \frac{0,0313 \cdot 1 \cdot 0,115^2}{18,3} = 0,00019669 \text{ m}^2 / \text{m} = 1,9669 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Choix : Ø8 , St=20 a_{seff}=2,51cm²/m

2. Radier de fondation

1°) Charges permanentes $G = \gamma_b \cdot d + 0,7 \text{ KN/m}^2$

Avec d : épaisseur du radier

γ_b : Poids volumique du béton = 25KN/m³

0,7KN/m² : charges de l'enduit et de l'étanchéité

$$G = (25 \cdot 0,3) \text{ KN/m}^2 + 0,7 \text{ KN/m}^2 = 8,2 \text{ KN/m}^2$$

2°) Charges d'exploitation ou surcharge

- Poids de la dalle

$$P_1 = Q * \emptyset^2 = 7,125 \text{KN/m}^2 * (3,86 \text{m})^2 = 106,159 \text{KN}$$

- Poids du mur

$$P = \gamma m * (D_e^2 / 4 - D_i^2 / 4) * H_t * \pi$$

γm : poids volumique de la maçonnerie en moellon

D_{ext} : diamètre extérieur de la dalle

D_{int} : diamètre intérieur du mur

ϵp : épaisseur des parois des murs

H_t : hauteur totale

$$P_2 = 22,6 \text{KN/m}^3 * (3,83^2 / 4 - 3,03^2 / 4) \text{m}^2 * 1,74 \text{m} * 3,14 = 189,167 \text{KN}$$

- Poids de l'enduit et de l'étanchéité

$$P_3 = 0,7 \text{KN/m}^2 * D_{ext} * H_t * \pi$$

$$P_3 = 0,7 \text{KN/m}^2 * 3,83 \text{m} * 1,74 \text{m} * 3,14 = 14,647 \text{KN}$$

$$\text{Poids total} = P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

$$= 106,159 \text{KN} + 189,167 \text{KN} + 14,647 \text{KN} = 309,973 \text{KN}$$

- Surface totale sous les parois du mur

$$S_t = (D_e^2 / 4 - D_i^2 / 4) * \pi$$

$$S_t = (3,83^2 / 4 - 3,03^2 / 4) * 3,14 \text{m}^2 = 4,81 \text{m}^2$$

- Pression totale sous le mur

$$P = \frac{P_t}{S_t} = \frac{309,973 \text{KN}}{4,81 \text{m}^2} = 64,443 \text{KN/m}^2$$

- Pression de l'eau exercée sur le radier

$$P_e = \gamma_{eau} * H_u$$

$$P_e = 10 \text{KN/m}^3 * 1,39 \text{m} = 13,9 \text{KN/m}^2$$

Par comparaison de la pression exercée par l'eau sur le radier et la pression totale sous les parois des murs ; nous retenons la plus grande qui est $64,443 \text{ KN/m}^2$.

La charge totale qui va nous aider à faire le dimensionnement du radier est :

$$q = 64,443 \text{ KN/m}^2 + 8,2 \text{ KN/m}^2 = 72,643 \text{ KN/m}^2$$

3°) Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,86 \text{ m}}{3,86 \text{ m}} = 1 ; \quad f_x^o = f_y^o = 20$$

Comme nous avons pris $d = 0,3 \text{ m}$

$$\text{Or } h = d - (e \cdot 2)$$

Nous prenons $e = 2,5 \text{ cm} = 0,025 \text{ m}$

$$h = 0,30 \text{ m} - (0,025 \text{ m} \cdot 2) = 0,25 \text{ m}$$

$$h' = h - 0,005 \text{ m} = 0,25 \text{ m} - 0,005 \text{ m} = 0,245 \text{ m}$$

Calcul du moment entravé

$$m_{tx} = \frac{q l_x}{f_x^o} = \frac{72,643 \text{ KN/m}^2 \cdot (3,86 \text{ m})^2}{20} = 54,117 \text{ KNm/m} = m_{ty}$$

car $l_x = l_y$

4°) Calcul de la section des armatures

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cu}} = \frac{54,117}{1 \cdot (0,25)^2 \cdot 23000} = 0,035$$

Avec $m_s < m_s^*$ car $0,035 < 0,193$ d'où des armatures simples.

Les calculs se font sur un mètre linéaire et $b = 1 \text{ m}$.

On calcule ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,03 \\ 0,037 \\ 0,04 \end{array} \right\} \quad 0,005 \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,055 \\ \omega_2 = ? \\ 0,075 \end{array} \right\} \quad 0,02$$

$$\omega_2 = 0,055 + \frac{0,02 * 0,007}{0,01} = 0,069$$

$$asx = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,069 * 1 * 0,25}{18,3} = 0,0009426 \text{ m}^2/\text{m} = 9,426 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec le tableau en annexe ; on choisit de la section des armatures et l'espacement, c'est-à-dire :

Choix: Ø14 ; St= 16 a_{seff}=9,426cm²/m

Dans le sens de y

$$msy = \frac{mty}{b * h' * f_{cu}} = \frac{54,117}{1 * 0,245^2 * 23000} = 0,0392$$

ms < ms*, d'où des armatures simples

$\omega_2 = ?$

Par interpolation, on a :

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,03 \\ 0,0392 \\ 0,04 \end{array} \right\} \quad 0,0092. \quad \left. \begin{array}{l} 0,055 \\ \omega_2 = ? \\ 0,075 \end{array} \right\} 0,02$$

$$\omega_2 = 0,055 + \frac{0,02 * 0,0092}{0,01} = 0,0734$$

$$asy = \frac{\omega_2 * b * h'}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,0734 * 1 * 0,245}{18,3} = 0,000982 \text{ m}^2/\text{m} = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : : Ø14 ; St= 15,5 a_{seff}=9,82cm²/m

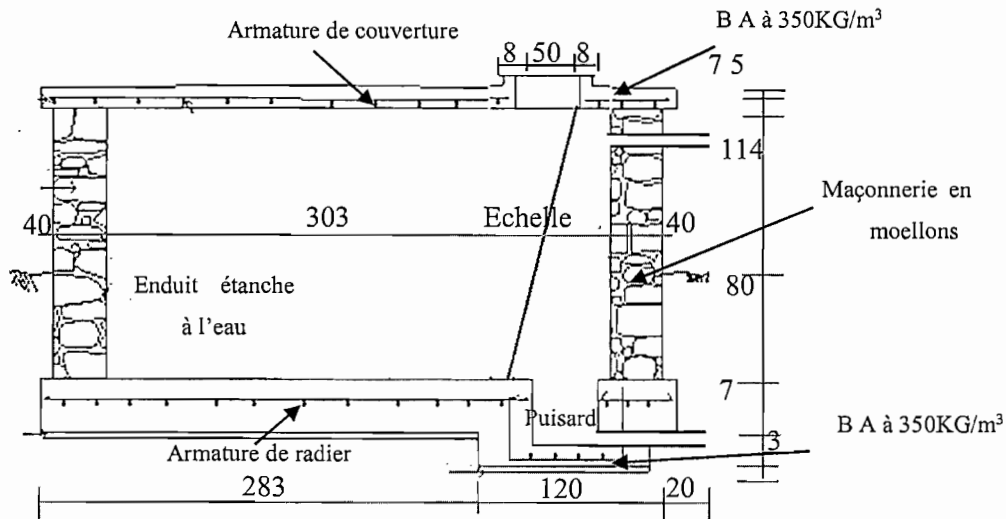


Figure 12: Coupe du Réservoir de $10m^3$

C. Pour le réservoir de $35m^3$

1. La dalle de couvercle

a. Dimensions de la dalle

$$\varnothing = D_{ext} + (ext.s * 2) \quad ; \text{ prenons } ext.s = 4cm$$

Avec D_{ext} : diamètre extérieur de la dalle

$ext.s$: extrémité sortant de la dalle

$$\rightarrow \varnothing = 5,4m + (2 * 0,04m) = 5,48m$$

C'est-à-dire $l_x = l_y$

Avec la norme DIN1045, on calcule la hauteur de la dalle à partir de :

$$h \geq \frac{\alpha * l_x}{35} \quad \alpha = 1 \text{ (condition aux appuis)}$$

$$\rightarrow h \geq \frac{1 * 5,48m}{35} = 0,157$$

$$\rightarrow h \geq 0,157m \cong 16m$$

Avec h , on calcule l'épaisseur de la dalle

$$d = h + e + \frac{1}{2} \varnothing_s \quad \text{avec } e : \text{ enrobage estimé à } 2cm$$

h : hauteur utile de la dalle

\varnothing_s : diamètre des armatures estimé à $\varnothing 10$

$$\rightarrow d = 16cm + 2cm + \frac{1}{2} * 1cm = 18,5cm$$

b. Détermination des chargesCharge permanente $G = \gamma_b \cdot d$ Avec γ_b : poids volumique du béton

d : épaisseur de la dalle

$$\rightarrow G = 25 \text{KN/m}^3 \cdot 0,185 \text{m} = 4,625 \text{KN/m}^2$$

\rightarrow Charge d'exploitation P estimé à 2KN/m^2 : c'est-à-dire qu'on suppose que 2 personnes devront assurer l'entretien.

\rightarrow Revêtement estimé à $1,5 \text{KN/m}^2$.

$$\rightarrow \text{Charge totale } Q = 4,625 \text{KN/m}^2 + 2 \text{KN/m}^2 + 1,5 \text{KN/m}^2 = 8,125 \text{KN/m}^2$$

c. Calcul des sollicitations

$$d. \quad \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,48 \text{m}}{5,48 \text{m}} = 1$$

avec $l_x = l_y$; $f_x^o = f_y^o = 20$

$$m_{t_x} = \frac{q l_x^2}{f_x^2} = \frac{q l_y^2}{f_y^2} = m_{t_y} = \frac{8,125 \cdot (5,48)^2}{20} = 12,20 \text{KNm/m}$$

Calcul de la section des armatures

$$m_{s_x} = \frac{m_{t_x}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cu}} \quad \text{et} \quad a_{s_x} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h}{f_s / f_{cu}}$$

avec un mètre linéaire

 $m_{s_x} =$

$$\frac{12,20}{1 \cdot 0,16^2 \cdot 23000} = 0,021$$

 $m_s < m_s^*$: car $0,021 < 0,193$ \rightarrow on a des armatures simplesPar interpolation, on trouve ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,02 \\ 0,021 \\ 0,03 \end{array} \right\} \quad 0,001. \quad \left. \begin{array}{l} 0,037 \\ \omega_2 = ? \\ 0,055 \end{array} \right\} 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 \times 0,001}{0,01} = 0,0388$$

$$a_{s_x} = \frac{\omega_2 \times b \times h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,0388 \times 1 \times 0,16}{18,3} = 0,0002539 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,392 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le choix du diamètre et de l'espacement est donné par le tableau en annexe.

Choix : Ø8 , St=14,5 a_{seff}=3,47cm²/m

Dans le sens de y

$$m_{s_y} = \frac{m t y}{b \times h'^2 \times f_{cu}} \quad \text{et} \quad a_{s_y} = \frac{\omega_2 \times b \times h'}{f_e / f_{cu}} \quad \text{avec} \quad h' = h - \frac{1}{2} \times \varnothing_s = 1 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm} = 15,5 \text{ cm}$$

avec un mètre linéaire

$$m_{s_y} = \frac{12,20}{1 \times 0,155^2 \times 23000} = 0,022$$

$$m_s < m_s^* \quad \text{car} \quad 0,022 < 0,193$$

→ on a des armatures simples

Par interpolation, on calcule ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,02 \\ 0,022 \\ 0,03 \end{array} \right\} \quad 0,009. \quad \omega_2 = ? \quad \left. \begin{array}{l} 0,037 \\ \\ 0,055 \end{array} \right\} 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 \times 0,002}{0,01} = 0,0406$$

$$a_{s_y} = \frac{\omega_2 \times b \times h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,0406 \times 1 \times 0,155}{18,3} = 0,0003438 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,438 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Choix : Ø8 , St=14,5 a_{seff}=3,47cm²/m

3. Calcul des dimensions du radier de fondation pour un réservoir de 35m³

1 °) Charges permanentes $G = \gamma_b \times d + 0,7 \text{ KN/m}^2$

Avec d : épaisseur du radier

γ_b : Poids volumique du béton = 25KN/m³

0,7KN/m² : charges de l'enduit et de l'étanchéité

$$G = (25 * 0,3) \text{ KN/m}^2 + 0,7 \text{ KN/m}^2 = 8,2 \text{ KN/m}^2$$

2°) Charges d'exploitation ou surcharge

- Poids de la dalle

$$P_1 = Q * \emptyset^2 = 12,2 \text{ KN/m}^2 * (5,48 \text{ m})^2 = 366,37 \text{ KN}$$

- Poids du mur

$$P = \gamma m * (De^2/4 - Di^2/4) * Ht * \pi$$

γm : poids volumique de la maçonnerie en moellon

D_{ext} : diamètre extérieur de la dalle

D_{int} : diamètre intérieur du mur

ϵp : épaisseur des parois des murs

Ht : hauteur totale

$$P_2 = 22,6 \text{ KN/m}^3 * (5,4^2/4 - 4,6^2/4) \text{ m}^2 * 2,45 \text{ m} * 3,14 = 347,72 \text{ KN}$$

- Poids de l'enduit et de l'étanchéité

$$P_3 = 0,7 \text{ KN/m}^2 * D_{ext} * Ht * \pi$$

$$P_3 = 0,7 \text{ KN/m}^2 * 5,4 \text{ m} * 2,45 \text{ m} * 3,14 = 29,08 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total} = P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

$$= 366,37 \text{ KN} + 347,72 \text{ KN} + 29,08 \text{ KN} = 743,17 \text{ KN}$$

- Surface totale sous les parois du mur

$$St = (De^2 - Di^2) * \pi$$

$$St = (5,4^2/4 - 4,6^2/4) \text{ m}^2 * 3,14 = 6,28 \text{ m}^2$$

- Pression totale sous le mur

$$P = \frac{P_t}{St} = \frac{743,17 \text{ KN}}{6,28 \text{ m}^2} = 118,34 \text{ KN/m}^2$$

- Pression de l'eau exercée sur le radier

$$P_e = \gamma_{eau} * Hu$$

$$P_e = 10 \text{ KN/m}^3 * 1,6 \text{ m} = 16 \text{ KN/m}^2$$

Par comparaison de la pression exercée par l'eau sur le radier et la pression totale sous les parois des murs ; nous retenons la plus grande qui est $118,34 \text{KN/m}^2$

La charge totale qui va nous aider à faire le dimensionnement du radier est :

$$q = 118,34 \text{KN/m}^2 + 8,2 \text{KN/m}^2 = 126,54 \text{KN/m}^2$$

3 °) Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5,48 \text{m}}{5,48 \text{m}} = 1 ; f_x^0 = f_y^0 = 20$$

Comme nous avons pris $d = 0,3 \text{m}$

$$\text{Or } h = d - (e * 2)$$

Nous prenons $e = 2,5 \text{cm} = 0,025 \text{m}$

$$h = 0,30 \text{m} - (0,025 \text{m} * 2) = 0,25 \text{m}$$

$$h' = h - 0,005 \text{m} = 0,25 \text{m} - 0,005 \text{m} = 0,245 \text{m}$$

Calcul du moment entravé

$$m_{tx} = \frac{q l_x}{f_x^0} = \frac{126,54 \text{KN/m}^2 * (5,48 \text{m})^2}{20} = 190,002 \text{KNm/m} = m_{ty}$$

car $l_x = l_y$

4 °) Calcul de la section des armatures

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}} = \frac{190,002}{1 * (0,25)^2 * 23000} = 0,132$$

Avec $m_s < m_s^*$ car $0,132 < 0,193$ d'où des armatures simples.

Les calculs se font sur un mètre linéaire et $b = 1 \text{m}$.

On calcule ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \\ 0,132 \\ 0,14 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 0,002 \cdot \left. \begin{array}{l} 0,264 \\ \omega_2 = ? \\ 0,288 \end{array} \right\} 0,024$$

$$\omega_2 = 0,264 + \frac{0,024 * 0,002}{0,01} = 0,2688$$

$$a_{sx} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,2688 * 1 * 0,25}{18,3} = 0,003672 \text{ m}^2/\text{m} = 36,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec le tableau en annexe ; on choisit de la section des armatures et l'espacement, c'est-à-dire :

Choix: Ø28 ; St= 16,5 a_{seff}=37,33cm²/m

Dans le sens de y

$$m_{sy} = \frac{m_{ty}}{b * h' * f_{cu}} = \frac{190,002}{1 * 0,245^2 * 23000} = 0,138$$

$m_s < m_s^*$, d'où des armatures simples

$\omega_2 = ?$

Par interpolation, on a :

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \\ 0,138 \\ 0,14 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ 0,008. \\ \end{array} \left. \begin{array}{l} 0,264 \\ \omega_2 = ? \\ 0,288 \end{array} \right\} 0,024$$

$$\omega_2 = 0,264 + \frac{0,024 * 0,008}{0,01} = 0,2832$$

$$a_{sy} = \frac{\omega_2 * b * h'}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,2832 * 1 * 0,245}{18,3} = 0,003791 \text{ m}^2/\text{m} = 37,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : : Ø28 ; St= 16 a_{seff}=38,50cm²/m

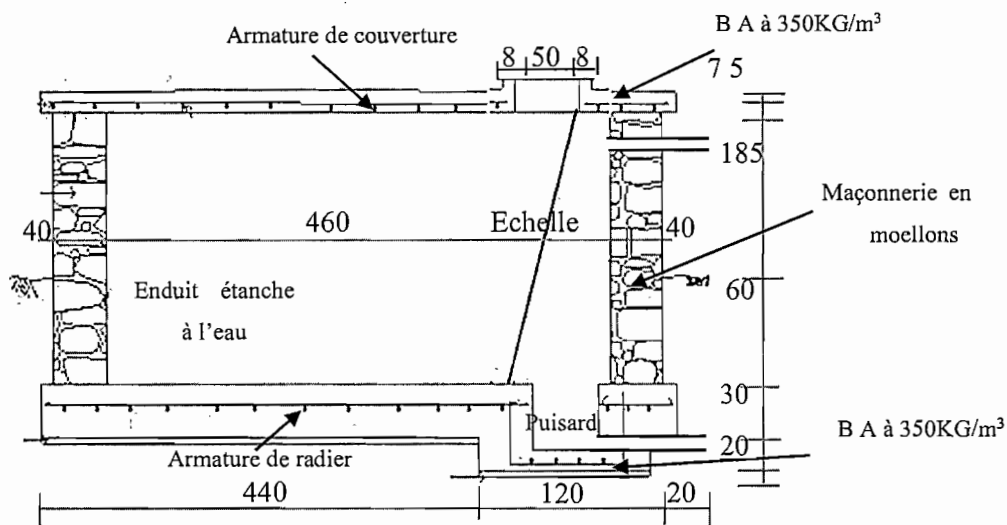


Figure 13: Coupe du Réservoir de 35m³

D. Pour la chambre de départ de 50m³

4. La dalle de couvercle

e. Dimensions de la dalle

$\varnothing = \text{Dext} + (\text{ext.s} * 2)$; prenons ext.s=4cm

Avec Dext : diamètre extérieur de la dalle

ext.s : extrémité sortant de la dalle

$$\rightarrow \varnothing = 5,98\text{m} + (2 * 0,04\text{m}) = 6,06\text{m}$$

$$h \geq \frac{\alpha * l_x}{35}$$

$$\rightarrow h \geq \frac{1 * 6,06\text{m}}{35} = 0,1731\text{m}$$

$$\rightarrow h \geq 0,1731\text{m} \cong 18\text{cm}$$

$$d = h + e + \frac{1}{2} \varnothing s \quad \text{avec } e : \text{enrobage estimé à 2cm}$$

h : hauteur utile de la dalle

$\varnothing s$: diamètre des armatures estimé à $\varnothing 10$

$$\rightarrow d = 18\text{cm} + 2\text{cm} + \frac{1}{2} * 1\text{cm} = 20,5\text{cm}$$

f. Détermination des charges

$$\text{Charge permanente } G = \gamma_b * d$$

Avec γ_b : poids volumique du béton

d : épaisseur de la dalle

$$\rightarrow G = 25\text{KN/m}^3 * 0,205\text{m} = 5,125\text{KN/m}^2$$

\rightarrow Charge d'exploitation P estimé à 2KN/m^2 : on suppose que 2 personnes monteront au-dessus pour assurer l'entretien.

\rightarrow Revêtement estimé à $1,5\text{KN/m}^2$.

$$\rightarrow \text{Charge totale } Q = 5,125\text{KN/m}^2 + 2\text{KN/m}^2 + 1,5\text{KN/m}^2 = 8,625\text{KN/m}^2$$

g. Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6,06\text{m}}{6,06\text{m}} = 1 \text{ avec } l_x = l_y ; f_x^o = f_y^o = 20$$

$$m_{t_x} = \frac{q l_x^2}{f_x^2} = \frac{q l_y^2}{f_y^2} = m_{t_y} = \frac{8,625 * (6,06)^2}{20} = 15,837\text{KNm/m}$$

h. Calcul des armatures

$$m_{s_x} = \frac{m_{t_x}}{b * h^2 * f_{cu}} \text{ et } a_{s_x} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_s / f_{cu}}$$

avec un mètre linéaire

$$m_{s_x} = \frac{15,837}{1 * 0,18^2 * 23000} = 0,021$$

$$m_s < m_s^* \text{ car } 0,021 < 0,193$$

\rightarrow on a des armatures simples

Par interpolation, on trouve ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,02 \\ 0,021 \\ 0,03 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,001 \\ \vdots \\ \end{array} \left. \begin{array}{l} 0,037 \\ \omega_2 = ? \\ 0,055 \end{array} \right\} 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 \cdot 0,001}{0,01} = 0,0388$$

$$a_{s_x} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,0388 \cdot 1 \cdot 0,18}{18,3} = 0,000381639 \text{ m}^2/\text{m} = 3,81639 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le choix du diamètre et de l'espacement est donné par le tableau en annexe.

Choix : Ø8 , St=13 a_{seff}=3,87cm²/m

Dans le sens de y

$$m_{s_y} = \frac{m t y}{b \cdot h'^2 \cdot f_{cu}} \quad \text{et} \quad a_{s_y} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h'}{f_e / f_{cu}} \quad \text{avec} \quad h' = h - \frac{1}{2} \cdot \phi_s = 18 \text{ cm} - 0,5 \text{ cm} = 17,5 \text{ cm}$$

avec un mètre linéaire

$$m_{s_y} = \frac{15,837}{1 \cdot 0,175^2 \cdot 23000} = 0,02248$$

$m_s < m_s^*$ car $0,02248 < 0,193$

→ on a des armatures simples

Par interpolation, on calcule ω_2

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,02 \\ 0,02248 \\ 0,03 \end{array} \right\} \quad 0,00248. \quad \left. \begin{array}{l} 0,037 \\ \omega_2 = ? \\ 0,055 \end{array} \right\} 0,018$$

$$\omega_2 = 0,037 + \frac{0,018 \cdot 0,00248}{0,01} = 0,041464$$

$$a_{s_y} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,041464 \cdot 1 \cdot 0,175}{18,3} = 0,0003965 \text{ m}^2/\text{m} = 3,965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : Ø8 , St=12,5 a_{seff}=4,02cm²/m

5. Radier de fondation

1°) Charges permanentes $G = \gamma_b \cdot d + 0,7 \text{ KN/m}^2$

Avec d : épaisseur du radier

γ_b : Poids volumique du béton = 25KN/m³

0,7KN/m² : charges de l'enduit et de l'étanchéité

$$G = (25 \cdot 0,3) \text{ KN/m}^2 + 0,7 \text{ KN/m}^2 = 8,2 \text{ KN/m}^2$$

2°) Charges d'exploitation ou surcharge

- Poids de la dalle

$$P_1 = Q * \emptyset^2 = 8,625 \text{KN/m}^2 * (6,06\text{m})^2 = 316,74 \text{KN}$$

- Poids du mur

$$P_2 = \gamma m * (De^2/4 - Di^2/4) * Ht * \pi$$

γm : poids volumique de la maçonnerie en moellon

D_{ext} : diamètre extérieur de la dalle

D_{int} : diamètre intérieur du mur

$\acute{e}p$: épaisseur des parois des murs

Ht : hauteur totale

$$P_2 = 22,6 \text{KN/m}^3 * (5,98^2/4 - 5,18^2/4) \text{m}^2 * 2,73 \text{m} * 3,14 = 463,406 \text{KN}$$

- Poids de l'enduit et de l'étanchéité

$$P_3 = 0,7 \text{KN/m}^2 * D_{ext} * Ht * \pi$$

$$P_3 = 0,7 \text{KN/m}^2 * 5,98 \text{m} * 2,73 \text{m} * 3,14 = 35,883 \text{KN}$$

$$\text{Poids total} = P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

$$= 316,74 \text{KN} + 463,406 \text{KN} + 35,883 \text{KN} = 816,029 \text{KN}$$

- Surface totale sous les parois du mur

$$St = (De^2/4 - Di^2/4) * \pi$$

$$St = (5,98^2/4 - 5,18^2/4) * 3,14 \text{m}^2 = 7,51 \text{m}^2$$

- Pression totale sous le mur

$$P = \frac{P_t}{St} = \frac{816,029 \text{KN}}{7,51 \text{m}^2} = 108,65 \text{KN/m}^2$$

- Pression de l'eau exercée sur le radier

$$P_e = \gamma_{eau} * Hu$$

$$P_e = 10 \text{KN/m}^3 * 2,38 \text{m} = 23,8 \text{KN/m}^2$$

Par comparaison de la pression exercée par l'eau sur le radier et la pression totale sous les parois des murs ; nous retenons que $23,8\text{KN/m}^2 < 108,65\text{KN/m}^2$; d'où la plus grande qui est de $108,65\text{KN/m}^2$.

La charge totale qui va nous aider à faire le dimensionnement du radier est :
 $q=108,65\text{KN/m}^2+8,2\text{KN/m}^2=116,85\text{KN/m}^2$

3°) Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6,06\text{m}}{6,06\text{m}} = 1 ; f_x^0 = f_y^0 = 20$$

Comme nous avons pris $d=0,3\text{m}$

$$\text{Or } h=d-(e*2)$$

Nous pensons $e=2,5\text{cm}=0,025\text{m}$

$$h=0,30\text{m}-(0,025\text{m}*2)=0,25\text{m}$$

$$h'=h-0,005\text{m}=0,25\text{m}-0,005\text{m}=0,245\text{m}$$

Calcul du moment entravé

$$m_{tx} = \frac{q l_x}{f_x^0} = \frac{116,85 * (6,06\text{m})^2}{20} = 214,557\text{KNm/m} = m_{ty}$$

car $l_x=l_y$

4°) Calcul de la section des armatures

$$m_{sx} = \frac{m_{tx}}{b * h^2 * f_{cu}} = \frac{214,557}{1 * (0,25)^2 * 23000} = 0,14$$

Avec $m_s < m_s^*$ car $0,14 < 0,193$ d'où des armatures simples.

Les calculs se font sur un mètre linéaire et $b=1\text{m}$.

D'où $\omega_2=0,288$

$$a_{sx} = \frac{\omega_2 * b * h}{f_e / f_{cu}} = \frac{0,288 * 1 * 0,25}{18,3} = 0,0039344\text{m}^2/\text{m} = 39,344\text{cm}^2/\text{m}$$

Avec le tableau en annexe ; on choisit de la section des armatures et l'espacement, c'est-à-dire :

Choix: Ø28 ; St=15 aseff=41,07cm²/m

Dans le sens de y

$$msy = \frac{mty}{b * h' * fcu} = \frac{214,557}{1 * 0,245^2 * 23000} = 0,155$$

ms < ms*, d'où des armatures simples

$\omega_2 = ?$

Par interpolation, on a :

$$0,01 \left\{ \begin{array}{l} 0,14 \\ 0,155 \\ 0,15 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 0,015. \\ \cdot \\ \cdot \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} 0,288 \\ \omega_2 = ? \\ 0,313 \end{array} \right\} 0,025$$

$$\omega_2 = 0,288 + \frac{0,025 * 0,015}{0,01} = 0,3255$$

$$asy = \frac{\omega_2 * b * h'}{fs / fcu} = \frac{0,3255 * 1 * 0,245}{18,3} = 0,004357 \text{ m}^2/\text{m} = 43,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix: Ø28 ; St= 14 aseff=43,57cm²/m

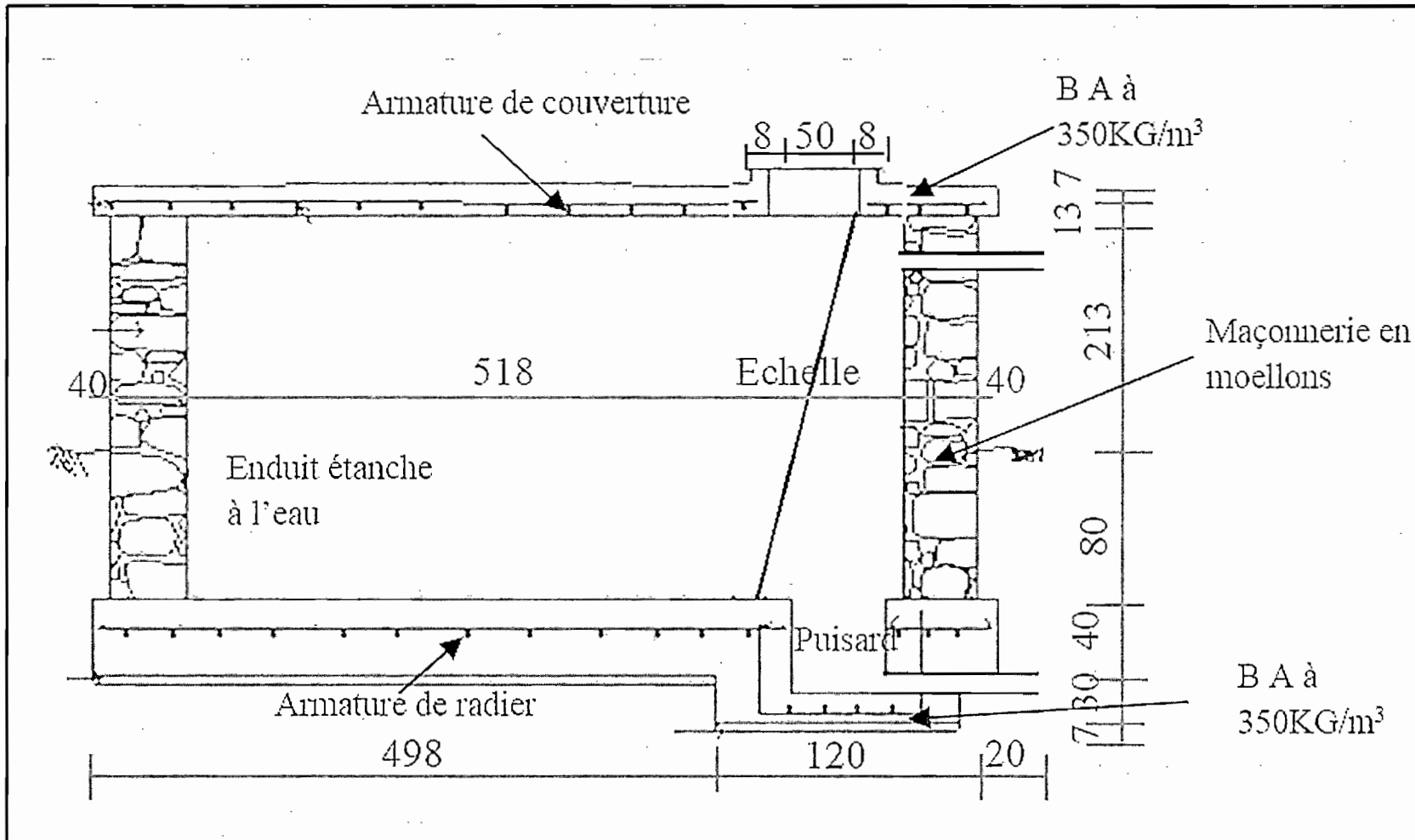


Figure 14: Coupe de la Chambre de départ

V.2. Dimensionnement des Conduites

V.2.1. Calcul du débit d'adduction

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

Le débit Q [m^3/s] : C'est une donnée fournie par les consommations journalières des bénéficiaires.

V.2.2. Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.3m/s et 1m/s. Pour notre cas, nous avons essayé de jongler à ce que la vitesse moyenne reste comprise dans l'intervalle ci-haut estimé.

V.2.3. Calcul du diamètre des conduites

Le diamètre D de la conduite est calculé à partir des valeurs de Q et V selon la formule de continuité :

$$Q = S.V \quad \text{(Formule 40)}$$

avec Q : débit en m^3/s

S : Section de la conduite en m^2

V : vitesse de l'eau en m/s

$$\text{Or } S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(Formule41)}$$

$$\text{Il en résulte que : } D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \quad \text{(Formule42)}$$

V.2.4. Pertes de charges linéaires

Les pertes de charges: elles représentent l'énergie perdue suite à la viscosité et au frottement de l'eau dans la conduite. Les pertes de charges sont fonction du débit Q , de la vitesse V , du diamètre D , de la rugosité de la conduite ainsi que des caractéristiques du liquide notamment de la viscosité cinématique γ ($\gamma = 10^{-6} m^2/s$ à $25^\circ C$)

En effet, on peut distinguer les pertes de charges linéaires et singulières ou locales.

i) La formule fondamentale est celle de Darcy - Weisbach :

$$j = \lambda \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Formule 43})$$

, avec V: vitesse d'écoulement

j : pertes de charges unitaires λ : coefficient de perte de charge

Notons que :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{Formule 44})$$

avec Re : Nombre de Reynolds ν : Viscosité cinématique

$$\varepsilon = \frac{k}{D} \quad (\text{Formule 45})$$

k : Rugosité absolue

où $k = 10^{-4}$ m pour un réseau neuf.

Pour le calcul de λ qui est le coefficient de perte de charge, voici les formules de certains chercheurs :

- Formule de Prandtl Karman :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \quad (\text{Formule 46})$$

- Formule de Blasius :

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{1/4}} \quad (\text{Formule 47})$$

Ces deux formules sont valables pour les tuyaux lisses

- Formule de NIKURADSE tenant compte des tuyaux rugueux :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{K}{3,7D} \quad (\text{Formule 48})$$

- Formule générale de Colebrook couvrant tous les régimes d'écoulement :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule 49})$$

Avec k = coefficient de rugosité en m

D = diamètre intérieur en m

Re = Nombre de Reynolds de l'écoulement

ii) Autres Formules :

- Formule de PAVLOVSKY :

$$J = 0,00105 * Q^{1,774} * D^{-4,77} \quad (\text{Formule 50})$$

- Formule de Dubin :

$$J = L * C * Q^2 \quad (\text{Formule 51})$$

C = coefficient

- Formule de HAZEN William :

$$J = K * Q^{1,852} \quad (\text{Formule 52})$$

où K = résistance hydraulique

$$K = \frac{10,676 * L}{D^{4,871} * C_{HW}^{1,852}} \quad (\text{Formule 53})$$

C_{HW} = Coefficient de HAZEN William

- Formule de Flamant :

$$J = 0,0014 * Q^{7/4} * D^{-19/4} \quad (\text{Formule 54})$$

V.2.5. Calcul des pertes de charges singulières ou locales

Elles expriment les pertes d'énergie dues aux variations locales de la forme et de dimensions de la conduite. Ces pertes ont eu lieu dans les résistances hydrauliques telles que les vannes, les coudes, les ventouses, les purges, les changements de section et de direction, etc.

$$J_s = \xi * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Formule 55})$$

Avec ξ = coefficient de perte de charge locale caractéristique de chaque résistance hydraulique.

Dans les tableaux suivants, comme les pertes singulières sont faibles comparativement aux pertes de charge linéaires, nous allons calculer uniquement ces dernières. Pour le calcul des pertes de charge linéaires, nous nous servirons de la

formule utilisée pour l'établissement des diamètres.

V.2.6. Contrôle des pressions

La pression en un point piézométrique et la cote du terrain. En effet, en guise du théorème de Bernoulli, quelconques 1 et 2 de même section.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

Avec

- Δ_{H1-2} : perte de charge totale
- Z_i : représente l'énergie potentielle
- $\frac{P}{\rho g}$: représente l'énergie de pression
- $\frac{V^2}{2g}$: l'énergie due à la vitesse
- α_1, α_2 : coefficients de correction

La somme de ces trois termes est constante.

P en $[\text{N/m}^2 = \text{Pascal}]$

ρ : Poids volumique en kg/m^3

V : vitesse en m/s

g : accélération de la pesanteur

Compte tenu que la valeur de Z est la cote du terrain.

(sans tenir compte de la pression atmosphérique)

$$\frac{P}{\rho g} = \text{cote piézométrique} - Z$$

Avec $\frac{P}{\rho g}$: Pression du sol

Z : cote du terrain naturel

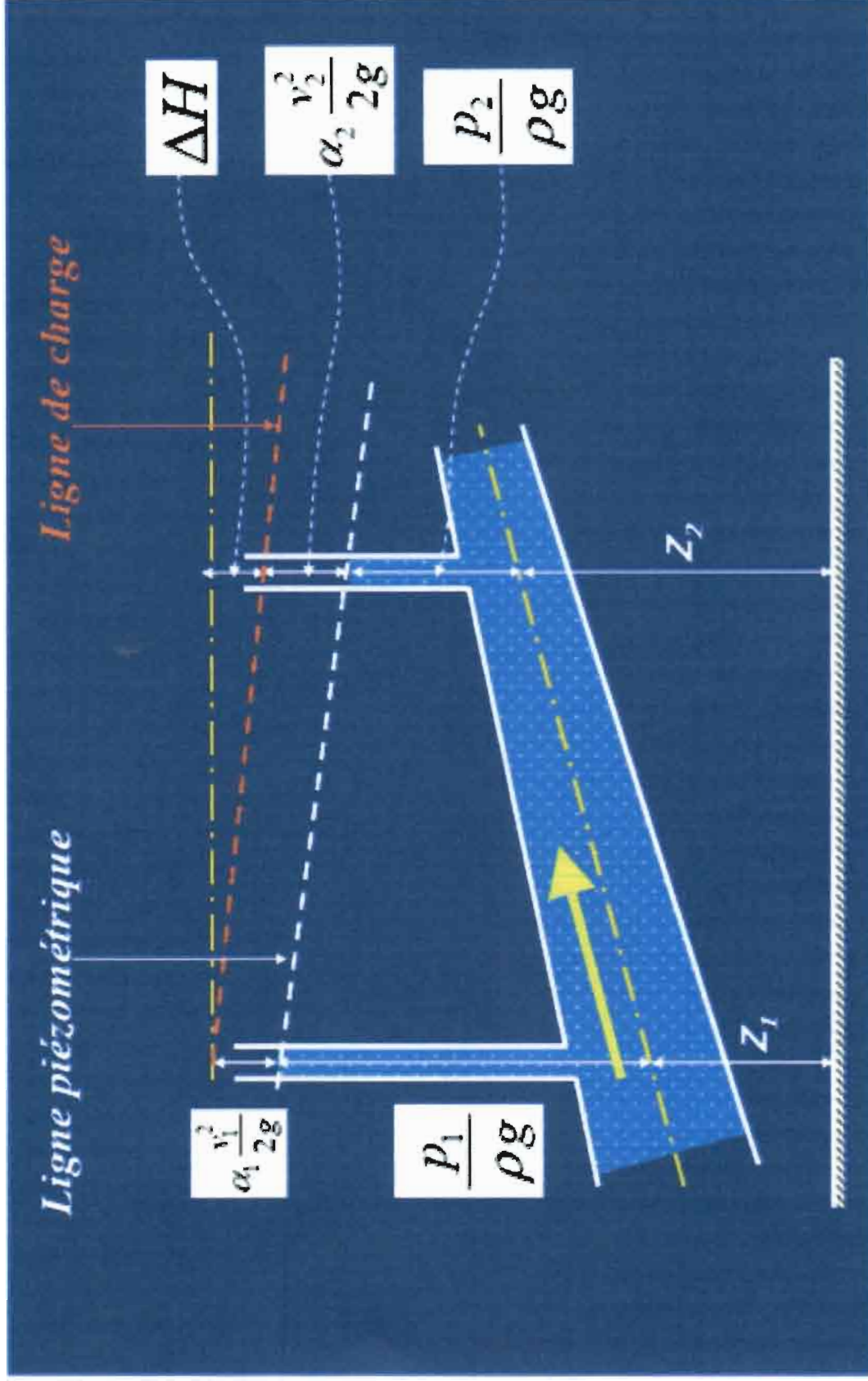


Figure 15: Illustration graphique de l'équation de Bernoulli

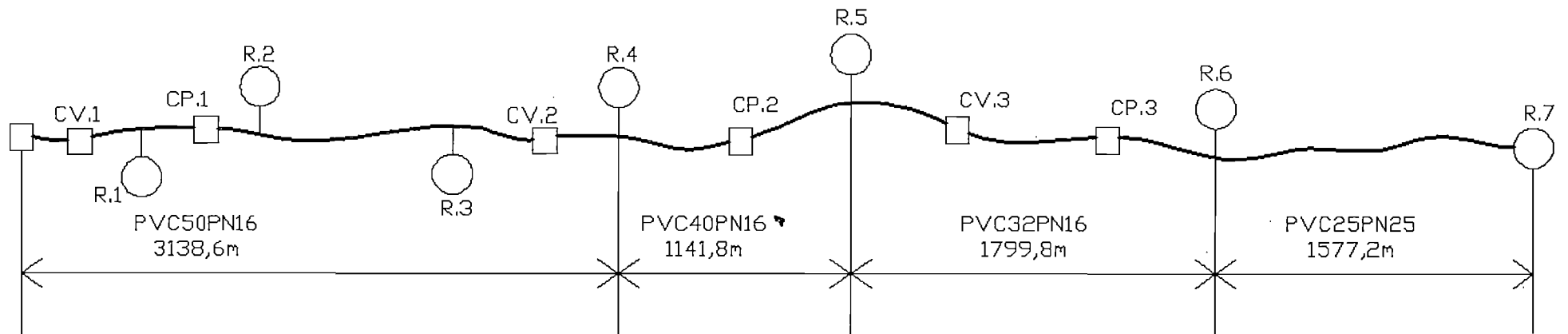
Schéma de fonctionnement

Figure 16: Schéma de fonctionnement

V.3. Les Calculs hydrauliques

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

La vitesse dans la conduite sera, de préférence, comprise entre 0,3m/s et 1m/s. Signalons que, pour les pressions nominales inférieures ou égales à 16 bars (PN=16), on utilisera des tuyaux polychlorure de vinyle (PVC).

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

Les calculs hydrauliques se font tronçon par tronçon. Les symboles suivants seront utilisés dans les différents tableaux :

Tronçons	Altitude(m)		Distance	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Conduite				Perte de charge		Cote piézométrique (m)		Press DYN (m colonne d'eau)	
	Amont	Aval				Type (PVC)	DE (mm)	PN bars	DI (mm)	j(m/m)	J(m)	Amont	Aval	Amont	Aval
CD-1	1631	1602,75	134.3	0,98	0,62	PVC	50	10	44,8	0,01077	1,444	1631	1629,556	0,000	26,806
1.-2	1602.75	1598,15	184.2	0,98	0,62	PVC	50	10	44,8	0,01077	1,983	1629,556	1627,573	26,806	29,423
2-A	1598.15	1593,1	300	0,98	0,62	PVC	50	10	44,8	0,01077	3,230	1627,573	1624,344	29,423	31,244
A-3	1593.1	1585,5	392.1	0,87	0,55	PVC	50	10	44,8	0,00874	3,427	1624,344	1620,916	31,244	35,416
3-4	1585.5	1582,5	350	0,87	0,55	PVC	50	10	44,8	0,00874	3,059	1620,916	1617,857	35,416	35,357
4-5	1582.5	1580,4	450.7	0,84	0,53	PVC	50	10	44,8	0,00822	3,705	1617,857	1614,152	35,357	33,752
5-B	1580.4	1578	200	0,84	0,53	PVC	50	10	44,8	0,00822	1,644	1614,152	1612,508	33,752	34,508
B-6	1578	1575	325.3	0,84	0,53	PVC	50	10	44,8	0,00822	2,674	1612,508	1609,834	34,508	34,834
6-7	1575	1570,5	250	0,81	0,51	PVC	50	10	44,8	0,00771	1,928	1609,834	1607,906	34,834	37,406
7-8	1570.5	1572,6	125	0,81	0,51	PVC	50	10	44,8	0,00771	0,964	1607,906	1606,942	37,406	34,342
8-9	1572.6	1569,5	67	0,81	0,51	PVC	50	10	44,8	0,00771	0,517	1606,942	1606,425	34,342	36,925
9-10	1569.5	1565,7	360	0,81	0,51	PVC	50	10	44,8	0,00771	2,777	1606,425	1603,648	36,925	37,948
10-11	1565.7	1560,5	420	0,25	0,44	PVC	32	16	26,8	0,01132	4,753	1603,648	1598,895	37,948	38,395
11-12	1560.5	1559,2	115.5	0,25	0,44	PVC	32	16	26,8	0,01132	1,307	1598,895	1597,588	38,395	38,388
12-13	1559.2	1555,4	126.2	0,25	0,44	PVC	32	16	26,8	0,01132	1,428	1597,588	1596,160	38,388	40,760
13-14	1555.4	1558,1	480.1	0,25	0,44	PVC	32	16	26,8	0,01132	5,433	1596,160	1590,726	40,760	32,626
14-15	1558.1	1552,3	270.6	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	2,318	1590,726	1588,408	32,626	36,108
15-16	1552.3	1550,4	185	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	1,585	1588,408	1586,823	36,108	36,423
16-17	1550.4	1554,3	198.2	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	1,698	1586,823	1585,125	36,423	30,825
17-18	1554.3	1552,4	413.5	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	3,543	1585,125	1581,582	30,825	29,182

18-19	1552.4	1551,4	187	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	1,602	1581,582	1579,980	29,182	28,580
19-20	1551.4	1540	135	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	1,157	1579,980	1578,823	28,580	38,823
20-21	1540	1538,4	410.5	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	3,517	1578,823	1575,306	38,823	36,906
21-22	1538.4	1535,3	285	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	2,442	1575,306	1572,865	36,906	37,565
22-23	1535.3	1530,4	197	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	1,688	1572,865	1571,177	37,565	40,777
23-24	1530.4	1525	460	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	3,941	1571,177	1567,236	40,777	42,236
24-25	1525	1516	275	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	2,356	1567,236	1564,880	42,236	48,880
25-26	1516	1514,4	360.2	0,11	0,32	PVC	25	16	21	0,00857	3,086	1564,880	1561,794	48,880	47,394

Tableau 14: Tableau des Calculs hydrauliques

CHAPITRE VI ESTIMATION DU COUT DU PROJET

VI.1 Introduction

L'évaluation de l'enveloppe financière des différentes unités du réseau résulte soit d'un choix direct (prix forfaitaire), soit d'un calcul sur base des données établis sur les plans d'exécution. Un devis estimatif fera objet de notre évaluation partant tout de même d'un devis descriptif et quantitatif des travaux et fourniture.

Toutefois, nous voudrions signaler à toute personne ou tout service qui voudra se servir de cette étude en vue de la réalisation de ce projet ou d'un projet pareil, que la valeur monétaire des services rendus gratuitement par la population apporte d'importants changements dans l'évaluation des fonds à investir.

Une majoration de 20% de la valeur trouvée sera prise en considération pour les imprévus et fluctuations monétaires. Les coûts établis revêtent d'un caractère indicatif et non définitif.

VI. 2. Description et quantitatif des travaux

VI.2.1 Description des travaux

VI. 2. 1.1 Captage

➤ Terrassement en déblai

Les déblais sont exécutés jusqu'aux cotés prescrites. Le volume des terres enlevées est donné par la profondeur et la largeur des matériaux enlevés.

➤ Pose des drains

Les drains sont posés sur du gravier filtrant d'une épaisseur de 10cm. Les drains seront en PVC et perforés de manière à capter le maximum d'eau ; ils seront aussi recouverts respectivement d'une couche de gravier filtrant, d'une feuille en plastique, de l'argile et de la terre ordinaire.

VI. 2. 1. 2 Chambre de départ

A. Décapage de la terre végétale

Le décapage de la terre végétale est exécuté sur une profondeur de 30cm .Pour le décapage, les quantités sont évaluées suivant les plans de fondation du radier d'après la formule suivante :

$$V=C^2*ép \quad \text{(Formule 57)}$$

Avec C :longueur de la fouille et

ép :épaisseur estimé à 30cm

B. Terrassement

Pour le terrassement, on suit le même plan que pour le décapage mais avec une épaisseur de 50cm en-dessous de la terre végétale.

$$V=C^2*ép \quad \text{(Formule 58)}$$

C. Dosage du béton

D'abord le béton de propreté sera d'une épaisseur de 5cm et sera mis sur un sol non remanié. Il sera dosé à 300 kg/m³

Le béton armé du radier sera de :

- Epaisseur : 30cm
- Dosage : 350 kg/ m³
- Armatures : déjà trouvés pendant le dimensionnement.

Pour le couvercle, on aura :

- Epaisseur : Elle est calculée pendant le dimensionnement des ouvrages de stockage
- Dosage : 350 kg/ m³
- Armatures calculés pendant le dimensionnement
- Trapillon : 50cm*50cm pour accès à l'intérieur.

D. Maçonnerie d'élévation

Les parois sont en maçonnerie de moellons rejointoyés avec du mortier de ciment, dosé à 300 kg/ m³. Les moellons sont posés de sorte à avoir une assise horizontale de 40cm et la largeur des joints sera inférieure à 4cm. Ils sont également posés rang par rang, tout en évitant l'alignement de deux ou plusieurs joints verticaux.

E. Revêtement intérieur

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

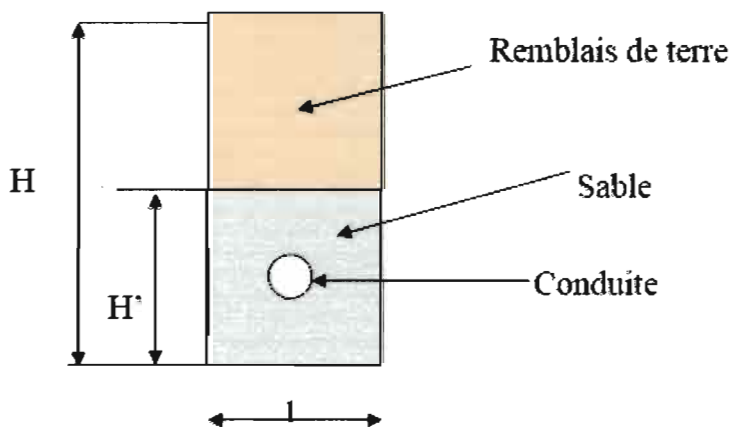
- Epaisseur = 3cm (2cm de l'enduits de mortier et 1cm de Chappe lisse)
- Dosage = 400kg/m³.

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

VI.2.1.3 Conduite d'alimentation

La tranchée sera d'au moins 0,8m de profondeur sur 50cm de largeur. Une couche de sable de 10cm d'épaisseur sera placée en dessous et au-dessus de la conduite pour une bonne stabilité .On exécutera ensuite un remblai avec des terres dépourvues de débris animaux et végétaux. Des gaines métalliques sont prévues pour la protection des tuyaux en PVC aux traversées des routes et des ruisseaux

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



Le métré des travaux de canalisation concerne :

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

$$V_t = H * L * l$$

(Formule 60)

$$V_c = \frac{1}{4} * \pi * D^2 * L$$

(Formule 61)

$$V_s = L * (H' * l - \frac{\pi * D^2}{4}) \quad (\text{Formule 62})$$

$$V_d = (V_c + V_s) * f \quad (\text{Formule 63})$$

$$V_R = V_t - V_d \quad (\text{Formule 64})$$

$$H' = D + 2 * e = D + 0,2 \quad (\text{Formule 65})$$

Avec

V_c : Volume de la conduite

V_d : Volume des déblais excédentaires

H : Profondeur de la tranchée

L : Longueur des tuyaux

l : Largeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

H' : Epaisseur de la couche de sable + Diamètre de la conduite

f : Coefficient de foisonnement estimé à 1,25

e : Enrobage

VI.2.1.4. Chambres de vannes, ventouses et purges

Terrassement et béton de propreté : Idem chambre de départ

Le béton pour le couvercle :

- Epaisseur : 10cm
- Dosage : 350 kg/ m³
- Armature : \emptyset_8 , st = 15cm
- Trappillon : 50 x 50 pour accès à l'intérieur.

Maçonnerie pour les parois :

- La maçonnerie des parois (épaisseur=20cm) sera en briques cuites de dimension 19 x 10 x 5cm.
- Le rejointoyage sera au mortier de ciment et avec une épaisseur de 1cm. Le mortier de ciment sera dosé à 300 kg/m³. Le fond et les parois seront enduits au mortier de ciment (épaisseur=3cm).
- Les tuyauteries et accessoires seront comptés (directement pour le mètre) forfaitairement.

VI.2.1.5 Les ouvrages de stockage

Pour les ouvrages de stockage, le décapage de terre végétale, le béton de propreté, la maçonnerie, l'enduit et Chappe lisse ; la procédure est la même que la chambre de départ sauf que se diffèrent par leurs diamètres et hauteurs

Les terrassements et le béton de propreté sont exécutés comme précédemment.

Le béton armé pour le couvercle :

- Epaisseur : le calcul a été déjà fait au chapitre précédant.
- Dosage : 350kg/ m³
- Armatures : déjà déterminés.

On va alors déterminer les quantités de ciment, sable et gravier à utiliser.

VI.2.2 Quantitatif des travaux

VI.2.2.1 Travaux de canalisation

D	L(m)	l (m)	Vc(m ³)	Vt(m ³)	Vs (m ³)	Vd (m ³)	Vr (m ³)	H (m)	H' (m)
50	3138,6	0,5	1,96	1255,44	386,17	485,16	770,28	0,8	0,25
40	1141,8	0,5	0,46	456,72	135,58	170,05	286,67	0,8	0,24
32	1799,8	0,5	0,46	719,92	207,33	259,74	460,18	0,8	0,23
25	1577,2	0,5	0,25	630,88	176,66	221,13	409,75	0,8	0,23

Tableau 15: travaux de canalisation

$$V_i = H * L * l$$

(Formule 66)

D (mm)	L (m)	Nombre de Longueur de 6m	Nombre de conduites à commander (* 1.10)
50	3138.6	523.1	576
40	1141.8	190.3	210
32	1799.8	299,96	330
25	1577.2	262.86	290

Tableau 16: fourniture de conduites

VI.2.2.2 Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Qté	P.U	P.T
I.	Installation du chantier	FF	1	2 500 000	2 500 000
SOUS-TOTAL 1					2 500 000
II.	Travaux de captage	FF	1	3 500 000	3 500 000
SOUS-TOTAL 2					3 500 000
III.	Chambre de départ				
1	Décapage	m ³	14,95	3 500	52 325
2	Terrassement	m ³	24,92	3 500	87 220
3	Béton de propreté				
3.1	Gravier	m ³	1,47	35 000	51 450
3.2	Sable	m ³	0,73	20 000	14 600
3.3	Ciment	sac	12	27 000	324 000
4	Béton de forme pour radier				
4.1	Gravier	m ³	8,81	35 000	308 350
4.2	Sable	m ³	4,41	20 000	88 200
4.3	Ciment	sac	78	27 000	2 106 000
4.4	Armatures Φ 28	long	46	36 000	1 656 000
4.5	Fil à ligaturer	kg	147	3 500	514 500
4.6	Planches	pce	10	4 000	40 000
4.7	Clous	kg	1,5	3 600	5 400
4.8	Perches	pce	18	1 500	27 000
5	Maçonnerie en moellons				
5.1	Ciment	sac	35	27 000	945 000
5.2	Sable	m ³	6,9	20 000	138 000
5.3	Moellons	m ³	22,97	35 000	803 950
6	Béton pour dalle de couverture				
6.1	Gravier	m ³	6,62	35 000	231 700
6.2	Sable	m ³	3,31	20 000	66 200
6.3	Ciment	sac	58	27 000	1 566 000
6.4	Armatures Φ 8	long	55	12 000	660 000
6.5	Fil à ligaturer	kg	12,5	3 500	43 750
6.6	Planches	pce	44	4 000	176 000
6.7	Clous	kg	5,5	3 600	19 800
6.8	Perches	pce	162	1 500	243 000
7	Enduit +Chappe lisse				
7.1	Ciment	sac	42	27 000	1 134 000
7.2	Sable	m ³	2,2	20 000	44 000
8	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	700 000	700 000
SOUS-TOTAL 3					12 046 445

IV.	Canalisation				
1	Fouille	m ³	3063	3 500	10 720 360
2	Lit de sable et enrebage	m ³	905,7	20 000	18 114 800
3	Remblai	m ³	1927	3 000	5 780 640
SOUS-TOTAL 4					34 615 800
V.	Achat et transport des tuyaux				
1	Tuyau PVC 50/16	long	576	26 000	14 976 000
2	Tuyau PVC 40/16	long	210	18 000	3 780 000
3	Tuyau PVC 32/16	long	330	14 000	4 620 000
4	Tuyau PVC 25/16	long	290	12 000	3 480 000
5	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	3 500 000	3 500 000
SOUS-TOTAL 5					30 356 000
VI.	Accessoires de la conduite d'alimentation				
1	Chambre de vanne				
1.1	Décapage	m ³	8,66	3 500	30 310
1.2	Fouille	m ³	2,59	3 500	9 065
1.3	Béton de propreté				
1.3.1	Gravier	m ³	0,29	35 000	10 150
1.3.2	Sable	m ³	0,14	20 000	2 800
1.3.3	Ciment	sac	2	27 000	54 000
1.4	Béton de forme				
1.4.1	Gravier	m ³	0,18	35 000	6 300
1.4.2	Sable	m ³	0,09	20 000	1 800
1.4.3	Ciment	sac	2	27 000	54 000
1.5	Maçonnerie en briques				
1.5.1	Briques	pce	3105	55	170 775
1.5.2	Ciment	sac	12	27 000	324 000
1.5.3	Sable	m ³	2,31	20 000	46 200
1.6	Béton pour dalle de couverture				
1.6.1	Gravier	m ³	0,57	35 000	19 950
1.6.2	Sable	m ³	0,29	20 000	5 800
1.6.3	Ciment	sac	4	27 000	108 000
1.6.4	Armatures Ø6	long	6	9 500	57 000
1.6.5	Fil à ligaturer	kg	1	3 500	3 500
1.6.6	Planches	pce	4	4 000	16 000
1.6.7	Clous	kg	0,5	3 600	1 800
1.6.8	Perches	pce	6	1 500	9 000
1.7	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	350 000	350 000
SOUS-TOTAL 6					1 280 450
2	Chambre de ventouse				
2.1	Décapage	m ³	6,08	3 500	21 280

2.2	Fouille	m ³	4,22	3 500	14 770
2.3	Béton de propreté				
2.3.1	Gravier	m ³	0,34	35 000	11 900
2.3.2	Sable	m ³	0,17	20 000	3 400
2.3.3	Ciment	sac	3	27 000	81 000
2.4	Béton de forme pour radier				
2.4.1	Gravier	m ³	1,35	35 000	47 250
2.4.2	Sable	m ³	0,68	20 000	13 600
2.4.3	Ciment	sac	14	27 000	378 000
2.5	Maçonnerie en briques				
2.5.1	Briques	pce	2809	55	154 495
2.5.2	Ciment	sac	15	27 000	405 000
2.5.3	Sable	m ³	2,19	20 000	43 800
2.6	Béton pour dalle de couverture				
2.6.1	Gravier	m ³	0,6	35 000	21 000
2.6.2	Sable	m ³	0,3	20 000	6 000
2.6.3	Ciment	sac	6	27 000	162 000
2.6.4	Armatures $\Phi 8$	long	15	12 000	180 000
2.6.5	Fil à ligaturer	kg	1,5	3 500	5 250
2.6.6	Planches	pce	13	1 500	19 500
2.6.7	Clous	kg	1,5	3 600	5 400
2.6.8	Perches	pce	6	1 500	9 000
2.7	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	350 000	350 000
SOUS-TOTAL 7					1 932 645
3	Chambre de purge				
3.1	Décapage	m ³	6,91	3 500	24 185
3.2	Fouille	m ³	8,31	3 500	29 085
3.3	Béton de propreté				
3.3.1	Gravier	m ³	0,41	35 000	14 350
3.3.2	Sable	m ³	0,2	20 000	4 000
3.3.3	Ciment	sac	4	27 000	108 000
3.4	Béton de forme (radier+dalle)				
3.4.1	Gravier	m ³	2,03	35 000	71 050
3.4.2	Sable	m ³	1,02	20 000	20 400
3.4.3	Ciment	sac	18	27 000	486 000
3.5	Maçonnerie en briques				
3.5.1	Briques	pce	3992	55	219 560
3.5.2	Ciment	sac	17	27 000	459 000
3.5.3	Sable	m ³	2,94	20 000	58 800
3.5.4	Armatures $\Phi 8$	long	18	12 000	216 000
3.5.5	Fil à ligaturer	kg	2	3 500	7 000

3.5.6	Planches	pce	17	4 000	68 000
3.5.7	Clous	kg	2	3 600	7 200
3.5.8	Perches	pce	8	1 500	12 000
3.6	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	300 000	300 000
SOUS-TOTAL 8					2104630
VII.	Ouvrages de stockage				
1	Réservoir de 10m³(R1)				
1.1	Décapage	m ³	7,09	3 500	24 815
1.2	Terrassement	m ³	11,81	3 500	41 335
1.3	Béton de propreté				
1.3.1	Gravier	m ³	0,66	35 000	23 100
1.3.2	Sable	m ³	0,33	20 000	6 600
1.3.3	Ciment	sac	5	27 000	135 000
1.4	Béton de forme pour radier				
1.4.1	Gravier	m ³	3,93	35 000	137 550
1.4.2	Sable	m ³	1,97	20 000	39 400
1.4.3	Ciment	sac	35	27 000	945 000
1.4.4	Armatures Φ 14	long	18	22 000	396 000
1.4.5	Fil à ligaturer	m ³	13	3 500	45 500
1.4.6	Planches	sac	7	4 000	28 000
1.4.7	Clous	sac	1	3 600	3 600
1.4.8	Perches	pce	11	1 500	16 500
1.5	Maçonnerie en moellons				
1.5.1	Ciment	m ³	14	27 000	378 000
1.5.2	Sable	sac	2,81	20 000	56 200
1.5.3	Moellons	long	9,38	35 000	328 300
1.6	Béton pour dalle de couverture				
1.6.1	Gravier	m ³	1,87	35 000	65 450
1.6.2	Sable	m ³	0,93	20 000	18 600
1.6.3	Ciment	sac	17	27 000	459 000
1.6.4	Armatures Φ 8	long	8	12 000	96 000
1.6.5	Fil à ligaturer	kg	3,5	3 500	12 250
1.6.6	Planches	pce	24	4 000	96 000
1.6.7	Clous	kg	3	3 600	10 800
1.6.8	Perches	pce	41	1 500	61 500
1.7	Enduit + Chappe lisse				
1.7.1	Sable	m ³	0,37	20 000	7 400
1.7.2	Ciment	sac	23	27 000	621 000
1.8	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	700 000	700 000
SOUS-TOTAL 9					4 752 900
2	Réservoirs 5m³(R2=R3=R6=R7)				

2.1	Décapage	m ³	21,7	3 500	75 950
2.2	Terrassement	m ³	35,6	3 500	124 600
2.3	Béton de propreté				
2.3.1	Gravier	m ³	1,66	35 000	58 100
2.3.2	Sable	m ³	0,83	20 000	16 600
2.3.3	Ciment	sac	16	27 000	432 000
2.4	Béton de forme pour radier				
2.4.1	Gravier	m ³	12,44	35 000	435 400
2.4.2	Sable	m ³	6,22	20 000	124 400
2.4.3	Ciment	sac	88	27 000	2 376 000
2.4.4	Armatures Φ 12	long	40	18 000	720 000
2.4.5	Fil à ligaturer	kg	20	3 500	70 000
2.4.6	Planches	pce	24	4 000	96 000
2.4.7	Clous	kg	4	3 600	14 400
2.4.8	Perches	pce	40	1 500	60 000
2.5	Maçonnerie en moellons				
2.5.1	Ciment	sac	36	27 000	972 000
2.5.2	Sable	m ³	7,89	20 000	157 800
2.5.3	Moellons	m ³	26,3	35 000	920 500
2.6	Béton pour dalle de couverture				
2.6.1	Gravier	m ³	4,38	35 000	153 300
2.6.2	Sable	m ³	2,19	20 000	43 800
2.6.3	Ciment	sac	36	27 000	972 000
2.6.4	Armatures Φ 8	long	40	12 000	480 000
2.6.5	Fil à ligaturer	kg	10	3 500	35 000
2.6.6	Planches	pce	44	4 000	176 000
2.6.7	Clous	kg	4	3 600	14 400
2.6.8	Perches	pce	104	1 500	156 000
2.7	Enduit Chappe lisse				
2.7.1	Sable	m ³	1,47	20 000	29 400
2.7.2	Ciment	sac	48	27 000	1 296 000
2.8	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	1 200 000	1 200 000
SOUS-TOTAL 10					11 209 650
3	Réservoirs de 15m³ (R4=R5)				
3.1	Décapage	m ³	16,66	3 500	58 310
3.2	Terrassement	m ³	27,77	3 500	97 195
3.3	Béton de propreté				
3.3.1	Gravier	m ³	1,6	35 000	56 000
3.3.2	Sable	m ³	0,8	20 000	16 000
3.3.3	Ciment	sac	16	27 000	432 000
3.4	Béton de forme pour radier				

3.4.1	Gravier	m ³	9,63	35 000	337 050
3.4.2	Sable	m ³	4,81	20 000	96 200
3.4.3	Ciment	sac	86	27 000	2 322 000
3.4.4	Armatures Φ 18	long	36	24 000	864 000
3.4.5	Fil à ligaturer	kg	42	3 500	147 000
3.4.6	Planches	pce	16	4 000	64 000
3.4.7	Clous	kg	2	3 600	7 200
3.4.8	Perches	pce	24	1 500	36 000
3.5	Maçonnerie en moellons				
3.5.1	Ciment	sac	36	27 000	972 000
3.5.2	Sable	m ³	7,03	20 000	140 600
3.5.3	Moellons	m ³	23,45	35 000	820 750
3.6	Béton pour dalle de couverture				
3.6.1	Gravier	m ³	4,91	35 000	171 850
3.6.2	Sable	m ³	2,45	20 000	49 000
3.6.3	Ciment	sac	44	27 000	1 188 000
3.6.4	Armatures Φ 8	long	38	12 000	456 000
3.6.5	Fil à ligaturer	kg	9	3 500	31 500
3.6.6	Planches	pce	58	4 000	232 000
3.6.7	Clous	kg	7	3 600	25 200
3.6.8	Perches	pce	106	1 500	159 000
3.7	Enduit +Chappe lisse				
3.7.1	Sable	m ³	1,95	20 000	39 000
3.7.2	Ciment	sac	64	27 000	1 728 000
3.8	Accessoires de la tuyauterie	FF	1	900 000	900 000
SOUS-TOTAL 11					11 445 855
4	Bornes fontaines				
4.1	Décapage	m ³	25,54	3 500	89 390
4.2	Fouille	m ³	16,13	3 500	56 455
4.3	Béton de propreté				
4.3.1	Gravier	m ³	1,77	35 000	61 950
4.3.2	Sable	m ³	0,89	20 000	17 800
4.3.3	Ciment	sac	10	27 000	270 000
4.4	Béton de forme (plate +pilier)				
4.4.1	Gravier	m ³	5,66	35 000	198 100
4.4.2	Sable	m ³	2,83	20 000	56 600
4.4.3	Ciment	sac	48	27 000	1 296 000
4.4.4	Armatures Φ 8	long	39	12 000	468 000
4.4.5	Fil à ligaturer	kg	9,5	3 500	33 250
4.4.6	Planches	pce	21	4 000	84 000
4.4.7	Clous	kg	2,5	3 600	9 000

4.5	Accessoires des robineries	FF	1	2 500 000	2 500 000
SOUS-TOTAL 12					5 140 545
T.G1					120 884 920
M.O : 30%					36 265 476
Imprévues: 20%					24 176 984
T.G2					181 327 380
TVA:18%					32 638 928
T.G FINAL					213 966 308

Tableau 17 : Devis quantitatif et estimatif

VI.3 Planning

VI.3. 1 Généralités

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

Le planning consiste donc à :

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

Une planification bien faite permettra donc d'épargner du temps et d'enveloppe financière.

Plusieurs types de planning existent dans la littérature. Nous en choisissons la méthode classique à barres horizontales, appelée « Graphique de GANNT ». Cette méthode est choisie pour sa simplicité tant au niveau de la présentation qu'au niveau de sa lecture.

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

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

Dans la suite, l'estimation de la durée et des effectifs nécessaires à chaque tâche tiendra compte que l'on travaille 44 heures par semaine en raison de 8 heures par jour et par ouvrier pendant cinq jours et 4 heures le samedi.

VI.3.2 Planification des tâches

Désignation d'activité	Unité	Q	TEM	Temps (h)	Temps (semaines)	Effectif des ouvriers	Semaines par ouvriers	
Installation du chantier	FF	-						
Décapage de la terre végétale	m ³	107,59	2,5	268,975	6	6	1	
Fouille des canalisations et ouvrages du GC	m ³	3194,31	3	9582,93	218	28	8	
Lit des sables pour enrobage	m ³	905,74	2,5	2264,35	52	9	6	
Pose des conduites	ml	8436	0,5	4218	96	24	4	
Remblayage	m ³	7900,08	5,5	43450,44	987,6	198	5	
Maçonnerie	Moellon	m ³	101,7	20	2034	46,3	12	4
	Briques	m ²	52,32	15	784,8	18	9	2
Coffrage	m ²	757,6	1,4	1060,64	24,1	5	5	
Ferrailage	Kg	5850	0,3	1755	39,9	6	7	
Bétonnage	m ³	291,915	18	5254,47	120	20	6	

Tableau 18: Planification des tâches

VI. 3. 3 Planning des travaux

MOIS :	1				2				3				4			
SEMAINES	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Désignation d'activité																
Installation du chantier	—															
Décapage de la terre végétale	—															
Fouille des canalisations et des ouvrages du génie civil	—															
Lit des sables pour enrobage	—															
Pose des conduites	—															
Remblayage et étalage	—															
Maçonnerie	—															
	Briques	—														
moellons	—															
Coffrage	—															
Ferrailage	—															
Bétonnage et décoffrage	—															
Travaux de finition et Nettoyage	—															

Tableau 19: Planning des travaux

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a offert l'occasion d'améliorer davantage le menu de connaissances assimilées tout au long de notre formation en l'occurrence celles relatives à l'adduction d'eau potable.

Elle nous a également fourni l'occasion d'en assimiler d'autres nouvelles connaissances dans le domaine hydraulique bien entendu grâce à notre Directeur qui ne cessait de nous guider dans nos idées.

Nous pouvons nous féliciter pour cette raison d'avoir exploité nos connaissances dans le cours de l'hydraulique générale.

Connaissant que l'eau est une source de bien être, indispensable et toujours un élément très important pour tous les êtres vivants, certains coins du pays souffrent beaucoup d'une manque remarquable d'eau potable en qualité et quantité suffisante ; c'est pour cette raison que nous avons jugé bon de consacrer notre projet de fin d'étude sur: Projet d'adduction d'eau potable de MUNYEGESHI en commune SHOMBO, province KARUSI.

Les besoins en eau de la population que nous avons évalué, nous ont rassuré que le débit de la source de captage est suffisant pour alimenter les localités considérés dans notre projet pace que la valeur trouver du débit nécessaires jusqu'en 2034 est inférieure à celle que la source fournit.

Dans notre projet, l'eau sera distribuée par le système gravitaire de la chambre de départ jusqu'aux différents réservoirs de distribution par les conduites en PVC que les calculs hydrauliques effectués nous ont assurés pour les différents tronçons du réseau suite à des pressions trouvées qui ont inférieures à la pression nominale de 10bars pour les tronçon depuis la chambre de départ jusqu'au point montrant le profil en travers n° 10 et de ce point jusqu'à la fin avec une pression nominale de 16 bars.

Il est à rappeler qu'un service qui aura la chance de réaliser ce projet devra bien faire une analyse géotechnique des lieux de placement des réservoirs et des dimensionnements appropriés de ces derniers.

Il devra aussi mettre en place un système de surveillance et de l'entretien de l'ouvrage réalisé afin d'éviter des dommages des infrastructures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LES OUVRAGES GENERAUX

1. J.BONNIN : Aide-mémoire d'hydraulique urbaine, éd Eyrolles, Paris 1977
2. BRIERE FG : *Distribution et collecte des eaux*, deuxième édition, Ecole Polytechnique de Montréal, 2000
3. A. DUPONT : *Hydraulique urbaine*, Tome I, Captage et traitement des eaux, Eyrolles, Paris, 1981.
4. A. DUPONT : *Hydraulique urbaine*, Tome II : Ouvrages de transport, Elévation et distribution des eaux, Eyrolles, Paris, 1981.
5. SKAT-ATOL : Manuel Technique pour l'approvisionnement des zones rurales, Sait Gall 1985

PROJETS DE FIN D'ETUDES ET PUBLICATIONS

1. NIYIBIGIRA VINCENT ET NIBIGIRA Dieudonné: Etude d'alimentation en eau Potable de GIKOMBE DE LA Commune Shombo dans la prvince Karuzi
2. AHR : Projet sectoriel d'alimentation en eau
3. Ministère de planification du développement et de la reconstruction, Monographies de la commune MWAKIRO
4. NIMPAYE Lambert et NDAYIZEYE David: Projet d'addiction d'eau potable: Cas du réseau MGUTU II en commune et Province Gitega
5. GIHAYI Evrard : Etude d'alimentation en eau potable du centre MUYANGE en commune KAYOGORO province MAKAMBA

ANNEXES

Annexe 1 :

TABLEAU DES DIAMETRES INTERIEURS							
			PVC			ACIER FONTE	
			DIAMETRE INTERIEURS				
FONTE		PVC	PN6	PN10	PN16	PN25	PN32
DN20		DE25				21	21,7
DN25		DE32				26,8	28,2
DN32		DE40		36		33,6	36
DN40		DE50		44,8		42	42,3
DN50							
DN60	DN50	DE63	58,4	56,6	53	54,1	60,000
	DN65	DE75	69,8	67,4	63,2	69,1	65,000
DN80	DN80	DE90	83,6	80,9	75,8	81,8	80,000
DN100	DN100	DE110	102,8	98,8	92,4	106	100,000
DN150	DN150	DE160	149,2	144	137	156	150,000
DN200	DN200	DE200	187	180	170		200,000
		DE140	131,8	126,6	119,2		
	DN125						125,000

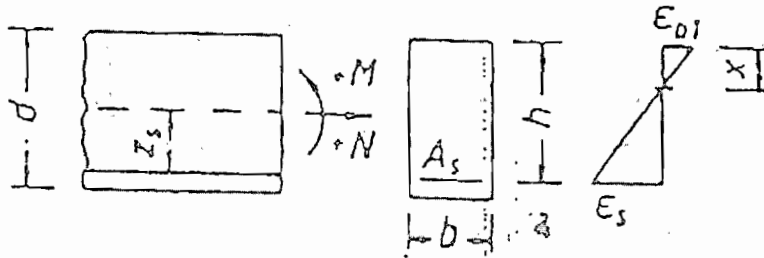
Annexe 2 :

Tableau : Barres d'acier ; Diamètres nominaux

4 Sections des barres (en cm^2/m) en fonction de l'écartement, pour 1 m de largeur de dalle												
écartement s (cm)	diamètre (mm)											nombre de barres par m.
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	
6.0	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.52	42.41	52.36	63.36	81.83	102.67	16.7
6.5	4.35	7.73	12.08	17.40	23.68	30.95	39.15	48.33	58.48	75.54	94.77	15.4
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.73	36.36	44.87	54.30	70.14	88.00	14.3
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.52	26.81	33.93	41.88	50.81	65.47	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

Annexe 3 :

sans armatures comprimées:



m_s	ω_1	k_z	k_z	$-\epsilon_b$ [‰]	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	0,54	0,78	3,50	3,00	1,75