



**AVANT-PROJET DETAILLE D'UNE ADDUCTION D'EAU
POTABLE MULTI-VILLAGES :**

**Cas des villages de Djiué, Kongolokan et Dougoumato
dans la commune de Kombia, Région des Hauts Bassins
au Burkina Faso**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT**

OPTION : Infrastructures et Réseaux Hydrauliques

Présenté et soutenu publiquement le 04 juillet 2019 par

COMPAORE Arsène (N°20060183)

Travaux dirigés par : **Angelbert Chabi BIAOU**

Docteur en Hydrologie/Hydrogéologie et Enseignant-Chercheur à 2iE

ET

M. Alexis FARMA : Ingénieur du Génie rural, *Chef de service Appui Technique
du Projet PHA/BID-UEMOA*

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr. Dial NIANG**

Membres et correcteurs :

Mr Moussa FAYE

Dr. Vivien Chaim Doto

Promotion [2018/2019]

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- Mes très chers parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis, pour tous les encouragements ainsi que pour leur soutien qui m'a permis de mener à terme le travail en question.*

Je le dédie également à :

- Mon épouse et mes deux enfants pour leur encouragement, patience, compréhension et leur sacrifice ;*
- Toute ma grande famille et tous mes proches.*

Arsène

Remerciements

Ce travail a été mené sous la direction de Docteur Angelbert Chabi BIAOU, Enseignant Chercheur à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements pour avoir accepté de m'encadrer malgré ses multiples charges, afin de mener à bien ce mémoire de fin de cycle de master. Pour ses conseils utiles, ses critiques fructueuses, je tiens à lui exprimer ici ma profonde reconnaissance.

Que Messieurs le président et membres du présent jury, soient vivement remerciés pour avoir accepté d'examiner et de critiquer ce travail malgré leurs nombreuses charges et préoccupations, et je les remercie pour l'intérêt qu'ils accordent à ce document.

Nos remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- Mr. Seydou SANA, Coordonnateur du Projet d'Hydraulique et d'Assainissement en milieu rural (PHA/BID-UEMOA), qui a bien voulu nous accepter dans sa structure ;
- Notre maître de stage, Mr. Alexis FARMA, ingénieur du génie civil et chef de service Appui Technique au projet PHA/BID-UEMOA qui malgré son calendrier chargé n'a ménagé aucun effort, pour échanger avec nous, et nous orienter dans notre travail ;
- M. KIEMDE Abdoul Kader, ingénieur du génie civil au projet PHA/BID-UEMOA, pour sa contribution à l'amélioration de ce document.

Nous souhaitons également, adresser nos plus vifs remerciements à :

- L'ensemble du personnel de 2iE et plus particulièrement nos enseignants ;
- L'ensemble du personnel du projet PHA/BID-UEMOA, pour le climat qui a régné pendant notre stage et qui a favorisé notre apprentissage ;
- Nos camarades de promotion et nos amis, pour leurs soutiens multiformes et à toutes ces nombreuses personnes qui, de près ou de loin, ont œuvré pour que nous soyons à ce niveau d'étude.

Résumé

La présente étude de l'Avant-Projet Détaillé d'Adduction d'Eau Potable des villages de Kongolokan, Dougoumato et Djiué a été menée pour contribuer à l'amélioration de la qualité de la desserte en eau par un système AEPS des trois villages. En rappel, notre zone d'étude couvre une superficie d'environ 19,16 km² avec 23 PMH fonctionnelles pour une population estimée à 9592 habitants en 2018 soit 417 habitants par PMH. Ce qui est très en deçà des normes PN-AEP du Burkina qui recommande 300 habitants par PMH et cela pour un rayon de 1 km. Les résultats de notre étude fait ressortir un réseau de 14419 km dont 4628 km de refoulement et 9791 km de distribution. Les diamètres sont en PN16 et varient entre des DN 225 et DN 63 à l'exception des conduites des abreuvoirs qui sont des DN 50. Le système de dessert des trois villages comporte 15 bornes fontaines de 3 robinets chacune. Chaque robinet délivre un débit de 0,5 l/s et fonctionnant pendant 12h. Le refoulement est de 19h. Le système possède également 3 abreuvoirs et un château métallique de 129 m³. Le château est posé sur une colline avec une altitude de 357,26 m et la hauteur sous radier est moins 4 m d'après nos calculs. La pompe retenue dans l'étude est de type SP 17-18 12A00018 avec un débit 18,39 m³/s, une puissance du moteur de 11 kw et une HMT de 133 m comme point de fonctionnement. Le coût global du projet s'élève à deux cent cinquante-deux millions quarante un mille huit cent (252 041 800) francs CFA hors taxes et hors douanes. Le coût de l'eau a été estimé à 478 francs le m³ et 10 francs le seau d'eau de 20 l.

Mots Clés :

- Adduction d'Eau Potable Simplifiée
- Adduction d'Eau Potable Simplifiée Multi-villages
- Djiué – Dougoumato – Kongolokan

Fiche technique de l'étude

1. Localisation	● Région : Hauts Bassins ● Province : Tuy ● Commune : Koumbia ● Villages : Dougoumato, Djiue et Kongolokan ● Localisation du forage : X = 414310.796 et Y = 1238330.647 ● Localisation du château d'eau : X= 417939.00 et Y = 1240129.00
------------------------	--

2. Caractéristiques techniques : - Forage de l'AEPS - Pompe immergée - Source d'énergie	• Forage : Profondeur (m) 80 Niveau dynamique (m) : 40,87 Débit d'exploitation (m³/h) : 18 • Pompe électrique immergée : Débit (m³/h) = 18 ; HMT (m) = 128,35 ; Puissance moteur (KW)= 11 ; • Source d'énergie : - Thermique : Groupe électrogène 27,85 KVA ; - Photovoltaïque : 59 modules de 1000 W
3. Caractéristiques du Château d'eau	• Nature du château d'eau : Métallique • Volume du château d'eau (m³) : 129,39 • Hauteur sous cuve (m) : 6 • Côte du château (m) : 357,26
4. Caractéristiques du réseau	• Longueur et nature du réseau de distribution (m) : - PVC PN16 DN225 = 224 - PVC PN16 DN200 = 564 - PVC PN16 DN160 = 972 - PVC PN16 DN110 = 3765 - PVC PN16 DN90 = 446 - PVC PN16 DN75 = 633 - PVC PN16 DN63 = 3187 Total Distribution (m)= 9791 • Longueur et nature du réseau de refoulement (m) : - Du forage au château : 4628 en PVC PN16 DN 110 Longueur totale du réseau (m) = 14419
5. Points de desserte	• Bornes Fontaines : 15 • Abreuvoir : 03 ; • Branchements particuliers : 05 ;
6. Ouvrages annexes	01 Bâtiment : Bureau / Magasin et local gardien Locaux énergie Latrines douche Champs solaires Mur Clôture

Abstract

This study of the Detailed Village Project of Kongolokan, Dougoumato and Djiué was conducted to help improve the quality of water supply through an AEPS system of the three villages. As a reminder, our study area covers an area of approximately 19.16 km² with 23 functional PMH for a population of 9592 inhabitants in 2018 or 417 inhabitants per PMH. This is well below Burkina Faso's PN-AEP standards, which recommends 300 inhabitants per PMH for a radius of 1 km. The results of our study show a network of 14419 km including 4628 km of repression and 9791 km of distribution. The diameters are in PN16 and vary between DN 225 and DN 63 with the exception of drinking water pipes which are DN 50. The dessert system of the three villages comprises 15 fountains of 3 taps each. Each valve delivers a flow rate of 0.5 l / s and operates for 12 hours. The refoulement is 19h. The system also has 3 drinking troughs and a metal castle of 129 m³. The castle is placed on a hill with an altitude of 357.26 m and the underfloor height is less than 4 m according to our calculations. The pump selected in the study is SP 17-18 12A00018 with a flow rate of 18.39 m³ / s, an engine power of 11 kw and a HMT of 133 m as the operating point. The overall cost of the project amounts to two hundred and fifty-two million forty one thousand eight hundred (252,041,800) CFA francs excluding taxes and customs duties. The cost of water was estimated at 478 francs per m³ and 10 francs per bucket of water of 20 liters.

Key Word:

- AEPS
- AEPS Multi-villages
- Djiué – Dougoumato – Kongolokan

LISTE DES ABREVIATIONS

ADAE	: Association pour le Développement des Adductions d'Eau potable
AEP	: Adduction d'Eau Potable/ Approvisionnement en Eau Potable
AEPS	: Adduction d'Eau Potable Simplifiée
APS	: Avant-Projet Sommaire
AUE	: Association des Usagers de l'Eau
BF	: Borne Fontaine
BP	: Branchement Privé
CEG	: Collège d'Enseignement Générale
CSPS :	: Centre de Santé et de Promotion Sociale
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
INO	: Inventaire National des Ouvrages d'hydrauliques et d'assainissement
INSD	: Institut National des Statistiques et de la Démographie
ODD	: Objectifs du Développement Durable
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
ONEA	: Office National de l'Eau et de l'Assainissement
PEA	: Poste d'Eau Autonome
PEHD	: Polyéthylène Haute Densité
PHA/BID-	: Projet d'Hydraulique et d'Assainissement/ Banque Islamique de
UEMOA	Développement-Union Economique et Monétaire Ouest Africaine
PME	: Point Moderne d'Eau
PMH	: Pompe à Motricité Humaine
PN-AEP	: Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable
PN-AEPA	: Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et Assainissement
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SIG	: Système d'Information Géographique
TN	: Terrain Naturel
UTM	: Universal Transverse Mercator

I- INTRODUCTION	1
II- CONTEXTE, PROBLEMATIQUE, OBJECTIFS DE L'ETUDE ET RESULTATS ATTENDUS	3
II.1 – Contexte et problématique.....	4
II.2- Objectifs de l'étude	4
II.3- Résultats attendus.....	4
III- DONNEES GENERALES SUR LA ZONE D'ETUDE	5
III.1- Situation Géographique	6
III.2- Milieu physique	7
III.1.1.1- Le Relief et l'hydrologie	7
III.1.1.2- Climat et végétation.....	7
III.1.1.3- Géologie et hydrogéologie	8
III.3- Situation des ouvrages existants et taux d'accès en eau des trois (03) villages	8
IV- MATERIEL ET METHODES.....	10
IV.1 – Méthodologie de travail	11
IV.1.1- Recherche documentaire	11
IV.1.2- Collecte de données sur le terrain	11
IV.1.3- La conception du système d'approvisionnement en eau potable.....	11
IV.1.4- La rédaction du rapport.	11
IV.2- Méthodes	12
IV.2.1- Description des différents systèmes d'approvisionnement en eau potable.....	12
IV.2.2- Choix du système d'approvisionnement en eau potable	12
IV.2.3- Choix techniques pour le dimensionnement	13
IV.3- Dimensionnement des ouvrages, équipements et réseaux hydrauliques constitutifs du système	19
IV.3.1 – Evaluation des besoins en eau de la population	19
IV.3.2 – Dimensionnement des ouvrages	20
IV.3.3- Dimensionnement du réseau de distribution	21
IV.3.4- Equipement et moyens de protection du réseau.....	21
IV.4- Matériels	26
IV.4.1- La recherche documentaire :	26
IV.4.2- La collecte des données sur le terrain	26
IV.4.3- Le traitement des données	26
V- RESULTATS ET DISCUSSION.....	27
V.1- RESULTATS.....	28
V.1.1- Evaluation des besoins en eau de la population	28
V.1.2- Ouvrages de distribution	29

V.1.3- Dimensionnement du réseau de distribution	32
V.1.4- Dimensionnement de la conduite de refoulement	37
V.1.5- Dimensionnement du réservoir.....	38
V.1.6- Dimensionnement de la pompe	40
V.1.7- Dimensionnement de la source d'énergie.....	42
V.1.8- Devis quantitatif et estimatif	43
V.1.9- Evaluation du prix du m ³ de l'eau	43
V.2- DISCUSSION.....	44
V.2.1- La capacité du réservoir.....	44
V.2.2- Le coût de la réalisation de l'infrastructure	45
V.2.3- Le coût de l'eau	45
V.2.4- Les conduites de distribution.....	45
V.2.5- La bouche d'incendie	45
VI- MODE DE GESTION	46
VI.1- La réforme du système de gestion des AEPS au Burkina Faso.....	47
VI.2- Choix du type de contrat pour la gestion de l'AEPS Multi-villages de Dougoumato	47
VII- ETUDE ENVIRONNEMENTALE.....	49
VII.1- Impacts négatifs	50
VII.2- Impacts positifs	50
VII.3- Mesures d'atténuation	50
VII.4- Coût des mesures d'atténuation	51
VIII- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	52
VIII.1- Conclusion	53
VIII.2- Recommandations.....	54
IX- Références bibliographiques.....	I
X- ANNEXES	II

Liste des Tableaux

Tableau 1 : Coordonnées et débits du forage	7
Tableau 2 : Taux d'accès par quartier des villages concernés	9
Tableau 3 : Coefficients de consommation dans la journée	20
Tableau 4 : Divers équipements anti-béliers	22
Tableau 5 : Projection de la population à l'horizon 2030 et 2040	28
Tableau 6 : Proportion de personnes desservies par BF et par BP	28
Tableau 7 : Evaluation des besoins en eau et du débit du réseau au niveau des BF	28
Tableau 8 : Evaluation des besoins en eau et du débit du réseau au niveau des BP	29
Tableau 9 : Détermination du nombre théorique de bornes fontaines	30
Tableau 10 : Détermination du débit théorique des BF	30
Tableau 11 : Calcul des débits fictifs	32
Tableau 12 : de dimensionnement des conduites	34
Tableau 13 : Dimensionnement de la conduite de refoulement	37
Tableau 14 : tableau de vérification du phénomène de béliet	37
Tableau 15 : Dimensionnement du réservoir	39
Tableau 16 : Les dimensions constructives du réservoir	39
Tableau 17 : Calcul des dimensions des calottes	40
Tableau 18 : Calcul de la HMT	40
Tableau 19 : Données de détermination du point de fonctionnement de la pompe	41
Tableau 20 : Tableau de dimensionnement du groupe électrogène de secours	42
Tableau 21 : Dimensionnement des panneaux solaires	42
Tableau 22 : Devis estimatif des travaux	43
Tableau 23 : Charges d'exploitation du système	44
Tableau 24 : calcul du prix de l'eau	44
Tableau 25 : tableau comparatif des modes de gestion	48

Liste des figures

Figure 1 : Position géographique de la zone d'études	6
Figure 2 : Image de l'ensemble du réseau des trois villages	31
Figure 3 : Point de fonctionnement de la pompe	41

I- INTRODUCTION

L'eau, source de vie, est une denrée qui se fait de plus en plus rare dans le milieu sahélien où se trouve le Burkina Faso. En plus d'être rare, sa qualité aussi est d'autant plus importante qu'elle peut se transformer en source de danger pour ses consommateurs. L'Etat, à travers ses démembrements déconcentrés et les collectivités territoriales ainsi que ses partenaires techniques et financiers, essaie de fournir à la population, une eau en quantité et en qualité suffisante. C'est ainsi que des projets d'approvisionnement en eau potable sont réalisés à travers tout le pays. L'élaboration et la mise en œuvre de tous ces projets nécessitent des études adéquates et intégrées en passant par la prise en compte de toutes les préoccupations de tous les intervenants des projets. A cet effet, admis en stage au Projet BID-UEMOA d'hydraulique et d'assainissement en milieu rural au Burkina Faso (PHA/BID-UEMOA) dans le cadre de notre projet de mémoire de fin de cycle, il nous a été demandé de mener une étude pour la réalisation d'un système d'adduction d'eau potable devant couvrir les villages de Djiué, Kongolokan et Dougoumato dans la commune de Kombia, région des Hauts Bassins.

Cette étude sera articulée sur les points suivant :

- ✓ Contexte et problématique ;
- ✓ Données générales sur la zone ;
- ✓ Méthodes et matériels ;
- ✓ Résultats et discussions ;
- ✓ Étude d'impact environnementale ;
- ✓ Mode de gestion.

II- CONTEXTE, PROBLEMATIQUE, OBJECTIFS DE L'ETUDE ET RESULTATS ATTENDUS

II.1 – Contexte et problématique

L'eau potable constitue un maillon essentiel pour l'amélioration de la santé et d'une façon générale, pour l'amélioration des conditions de vie des populations et la lutte contre la pauvreté, pour un développement durable. Cependant, la majeure partie de la population du Burkina Faso souffre d'accès à l'eau potable tant en milieu urbain que rural. En effet, mettre à la disposition de la population de l'eau de qualité et en quantité suffisante est l'une des priorités majeures du gouvernement burkinabé. Celui-ci a mis en place un Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) en 2016. Ce programme vise un accès universel à l'eau potable en 2030 conformément aux Objectifs du Développement Durable (ODD) auxquels le Burkina Faso a souscrit.

Plusieurs projets et programmes ont été identifiés et évalués en vue de pallier ces insuffisances. Parmi ces projets et programmes, nous avons le Projet BID-UEMOA d'Hydraulique et d'Assainissement en milieu rural au Burkina Faso (PHA/BID-UEMOA) qui a été identifié et évalué en juillet 2013. Il vise à contribuer à l'amélioration de l'accès à l'eau potable des populations de la région de la Boucle du Mouhoun et de la région des Hauts Bassins à travers :

- ✓ La réalisation de 120 nouveaux points d'eau modernes (PEM) équipés de pompes à motricité humaine (PMH) ;
- ✓ La redynamisation de 151 associations d'usagers de l'eau (AUE) ;
- ✓ La réalisation de 31 systèmes villageois d'approvisionnement en eau potable simplifiés (AEPS) y compris des systèmes Multi-villages.

II.2- Objectifs de l'étude

L'objectif général de cette étude est de concevoir un système d'adduction d'eau potable multi-villages au profit des villages de Djiué, Kongolokan et Dougoumato dans la commune de Kombia.

Spécifiquement il s'agira de :

- ✓ d'évaluer les besoins et demandes en eau de la population ;
- ✓ identifier les ressources en eau disponibles pour satisfaire les demandes ;
- ✓ proposer une conception optimisant du système et évaluer le coût du projet ;
- ✓ mener une étude environnementale de la mise en œuvre du projet ;
- ✓ proposer un mode de gestion des ouvrages.

II.3- Résultats attendus

Les résultats attendus de cette étude sont :

- ✓ les besoins et demandes en eau de la population sont évalués ;
- ✓ les ressources en eau disponibles pour satisfaire les demandes sont identifiées ;
- ✓ une conception optimisant du système et une évaluation du coût du projet sont proposées ;
- ✓ une étude environnementale de la mise en œuvre du projet est menée ;
- ✓ un mode de gestion des ouvrages est proposé.

III- DONNEES GENERALES SUR LA ZONE D'ETUDE

III.1- Situation Géographique

Notre zone d'étude est située dans la commune de Koumbia, relevant de la province de Tui. Cette dernière selon le recensement général de la population et de l'habitation de 2006 (RGPH-2006) a été créée par la loi N°09/96/ADP du 24 avril 1996. Elle compte 7 départements (communes rurales) composés de 5 départements de l'ancienne province du Houet (Békuy, Béréba, Boni, Houndé, et Koumbia) et 2 départements de l'ancienne province de la Bougouriba (Koti et Founzan). Les villages sont au nombre de 93 et compte une Commune urbaine : Houndé. On y rencontre dans cette province 55% des musulmans, 29,2% d'animistes et 15% de chrétiens. Les principales langues parlées par la population sont le Bwamu (32,2%) et le Mooré (43,9%).

La zone d'étude comporte trois (03) villages à savoir Dougoumato, Djué et Kongolokan et fait partie des 14 villages de la commune de Koumbia. Ces dits villages sont traversés par la Route Nationale N°1. La population résidente totale est estimée à 6999 habitants en 2006 selon le **RGPH-2006**. Le taux provincial d'accroissement annuel moyen est de 3,6% (Taux d'accroissement **RGPH-2006**), une proportion de 52,26% de femmes contre 47,73% pour les hommes. Les trois (03) villages disposent de puits modernes et traditionnels dont ces derniers se tarissent en saison sèche.

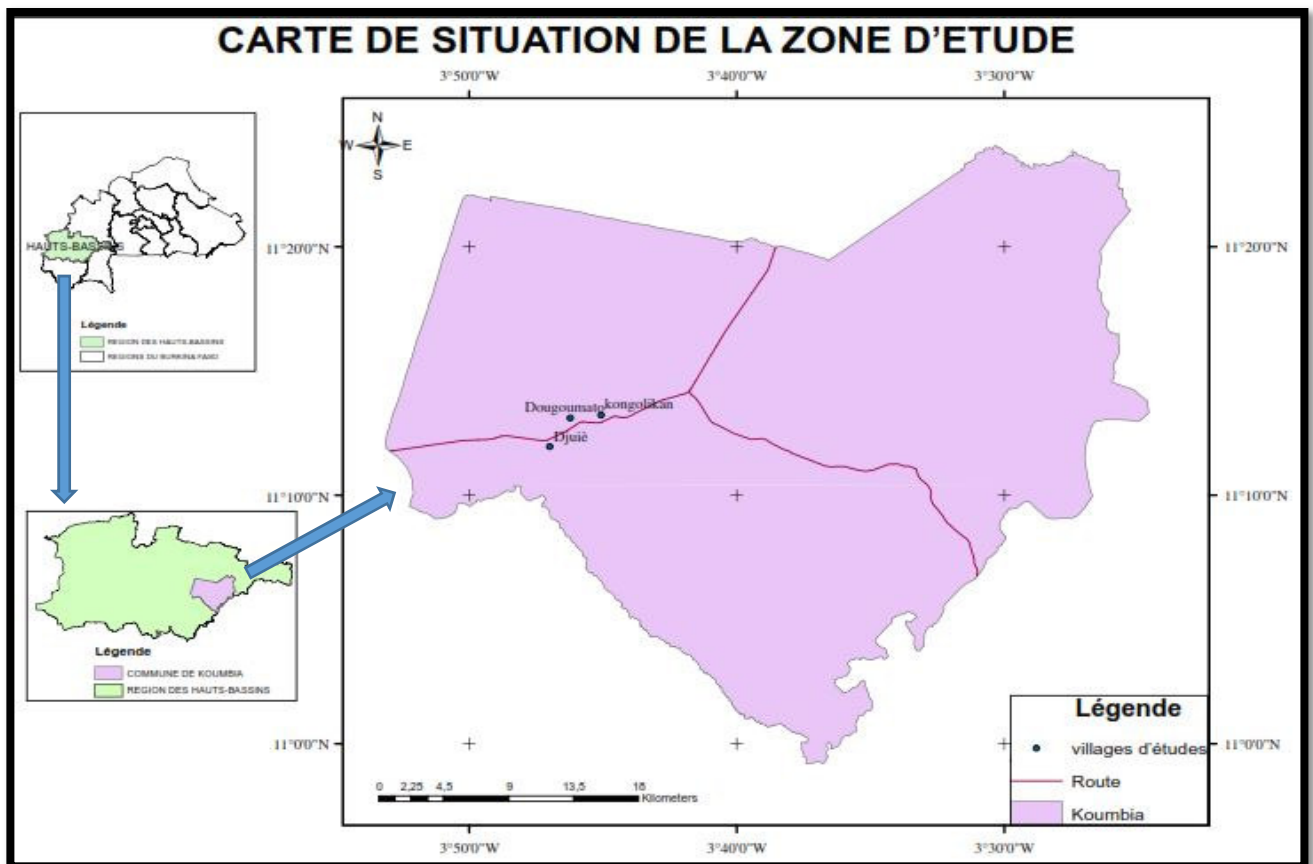


Figure 1 : Situation géographique de la zone d'étude

III.2- Milieu physique

III.1.1.1- Le Relief et l'hydrologie

Selon la monographie de la région des Hauts Bassins de 2009, le relief de la région se caractérise par des plateaux et des plaines auxquels s'ajoutent quelques buttes, collines et vallées (colline de Kari et de Houndé dans le Tuy). Les plaines sont surtout présentes dans la partie Nord de la Province du Kéné Dougou (Kourouma, N'Dorola, Morolaba) et dans les départements de Koumbia, de Founzan, de Koti, de Béréba et de Békuy de la province de Tuy. Elles sont vastes et parcourues par de nombreux marigots qui engendrent parfois des zones marécageuses pendant l'hivernage (Niéna – Dionkélé, Tèmètèmèssou, Sourou, Koumbia, Founzan, Koti, Béréba, Békuy, etc.).

La particularité de la topographie et du climat fait d'elle un véritable château d'eau. D'importants fleuves du pays y prennent leur source. Ce sont notamment le Mouhoun, le Banifing, le Tuy (Grand Balé), la Comoé et la Léraba qui ont leurs sources dans la région. Les eaux souterraines sont relativement abondantes et peuvent donner aux forages des débits importants de l'ordre de 10 à 100 m³/heure avec des pics réalisés par l'ONEA pouvant atteindre 800 m³/heure.

Les prospections géophysiques ont permis de réaliser un forage à gros débit dans le cadre du projet.

Le tableau 1 donne les coordonnées géographiques ainsi que le débit du forage qui nous servira pour notre étude.

Tableau 1 : Coordonnées et débits du forage

Longitude	Latitude	Débit après développement
1238330.64	7414310.796	18 m ³

III.1.1.2- Climat et végétation

Le climat est tropical de type nord-soudanien et sud soudanien selon la monographie de la région. Il est marqué par deux (02) grandes saisons : une saison humide qui dure 06 à 07 mois (mai à octobre/novembre) et une saison sèche qui s'étend sur 05 à 06 mois (novembre/décembre à avril). La pluviométrie relativement abondante est comprise entre 800 et 1200 mm. Dans l'intervalle de ces deux grandes saisons, existe de petites variations climatiques qui sont :

- ✓ une période fraîche de décembre à février ;
- ✓ une période chaude de mars à mai.

Les températures moyennes journalières varient entre 24°C et 30°C avec une amplitude thermique relativement faible de 5°C avec l'amplitude thermique étant l'écart entre la température moyenne journalière minimale et maximale en un même lieu pendant une durée de temps déterminée.

La faune est assez riche et variée du fait de l'existence de nombreuses forêts classées (16 au total). En effet, cette couverture végétale abondante a favorisé la convergence des espèces animales : Eléphants, Kobras, Hippopotames, Singes, oiseaux, Poissons, etc. Koloko, Samorogouan et Sindo sont les Départements les plus giboyeux de la région.

Les ressources halieutiques ne sont pas négligeables mais la pêche est de type artisanal. Cet environnement est toutefois en pleine mutation. Les causes principales de cette mutation sont entre autres la pression démographique, les pratiques culturelles inappropriées et les feux de brousse.

En ce qui concerne principalement la province de Tuy, une partie importante de son territoire (20%) est occupée par les cuirasses ferrugineuses, des affleurements de roches. Ce sont des zones impropres à l'agriculture. Toutefois les terres cultivables représentent 50% de la superficie provinciale.

III.1.1.3- Géologie et hydrogéologie

La zone d'étude fait partie de la bordure Sud-Ouest du bassin de Taoudéni. Il repose sur un plateau gréseux, issu d'un dépôt de sédiments sur la partie côtière du bassin de Taoudéni. Sur ce bassin, la roche affleure en bloc avec une mince couche d'éléments grossiers présentant des diaclases rappelant un réseau pseudo-karstique. Ces éléments grossiers sont constitués essentiellement de roches sédimentaires détritiques consolidés constitués à 90% de grains de quartz : ce sont les grès [NDIAYE et ADOUM, 2006 ; OUEDRAOGO, 2007] Ces derniers sont disposés en feuillets ou strates correspondant à une stratigraphie (succession écologique du bassin) due à l'ordre de dépôt des sédiments.

On y distingue principalement cinq (05) formations géologiques :

- ✓ Les grès fins glaucaunieux [GFG] ou formations de Takalédougou ;
- ✓ Les grès moyens à granule de quartz [GGQ] ou formations de Tin ;
- ✓ Les Silstones Argilites et Carbonates [SAC] ou formations de Guena-Souroukoudinga ;
- ✓ Les grès fins roses [GFR] ou formations de Bonvalé et
- ✓ Les dolérites et gabbros.

Ces formations gréseuses présentent une porosité importante et peuvent être intensément fracturées.

III.3- Situation des ouvrages existants et taux d'accès en eau des trois (03) villages

Selon l'INO et les informations obtenues sur le terrain, voici la situation des ouvrages existants ainsi que le taux d'accès en eau des trois (03) villages consignés dans le tableau 2 ci-après :

Tableau 2 : Taux d'accès par quartier des villages concernés

VILLAGE	QUARTIER	Population Projetée 2018	Taux d'accès (%)
DJUIE	Djuié	1283	93,5%
DOUGOUMATO I	Diobouani	455	100,0%
DOUGOUMATO I	Mossi I	1331	52,7%
DOUGOUMATO I	Mossi II	946	63,4%
DOUGOUMATO I	Winla	1817	57,5%
KONGOLEKAN	Domboué	974	100,0%
KONGOLEKAN	Lani	558	100,0%
KONGOLEKAN	Mansi	1392	100,0%
KONGOLEKAN	Toua	836	100,0%

Source : INO 2018 et Visites terrain.

IV- MATERIEL ET METHODES

IV.1 – Méthodologie de travail

IV.1.1- Recherche documentaire

Une recherche documentaire s'est avérée nécessaire pour bien cibler la problématique de l'étude et orienter la recherche. Cette recherche menée essentiellement sur internet a permis de recueillir des informations sur la monographie (le climat, la végétation, le relief, le milieu humain et socioéconomique) de la zone d'étude. Aussi la consultation des résultats de l'Inventaire National des Ouvrages d'hydrauliques et d'assainissement (INO 2017) et des rapports d'études antérieures ont permis de collecter des informations sur l'accès à l'eau potable et de faire l'état des lieux des ouvrages existants dans cette zone.

IV.1.2- Collecte de données sur le terrain

Une visite de terrain a permis de compléter les données recueillies à travers la recherche documentaire notamment sur les habitats (la densité, les standings), les éventuels obstacles qui pourraient avoir des impacts sur le tracé du réseau, et de prendre les coordonnées de certains points importants (forages, château). Aussi des entretiens particuliers avec les autorités locales et les associations des usagers de l'eau (AUE) ont permis d'actualiser certaines données et d'acquérir des informations supplémentaires sur le mode de gestion des ouvrages existants, et les modalités d'accès des populations à ces ouvrages. D'autres entretiens avec la population ont permis de connaître leur préférence par rapport aux différents systèmes d'approvisionnement en eau potable et leur avis sur l'emplacement d'éventuelles bornes fontaines.

IV.1.3- La conception du système d'approvisionnement en eau potable

Toutes les formules de calcul susceptibles d'intervenir dans la conception et le dimensionnement des ouvrages constitutifs du système : les ouvrages de refoulement (pompes, conduites, anti béliet), l'ouvrage de stockage (château), les ouvrages de distribution (canalisations) ainsi que les sources d'énergie ont été recueillies dans les notes de cours sur le dimensionnement des systèmes d'Adduction d'eau potable (AEP) et en fonction du choix de la structure d'accueil.

IV.1.4- La rédaction du rapport.

La rédaction du rapport a consisté à compiler toutes les données collectées et les résultats obtenus.

IV.2- Méthodes

IV.2.1- Description des différents systèmes d'approvisionnement en eau potable

Nous rencontrons différents systèmes d'alimentation en eau potable que nous pouvons retenir. Il s'agit notamment :

- ✓ les adductions d'eau potable (AEP) : leur principe consiste à recueillir une eau de surface ou une eau souterraine et la traiter dans une station. Cette eau est ensuite stockée dans un château ou une bache d'eau potable puis distribuée à travers les bornes fontaines et les branchements privés. Ce type de système est adapté aux grandes villes.
- ✓ les adductions d'eau potable simplifiées (AEPS) : elles sont composées des mini réseaux d'AEP et des postes d'eau autonomes (PEA). Les AEP et les AEPS sont presque identiques du point de vue de leur constitution. Mais à la différence des AEP, les AEPS peuvent utiliser un forage comme source d'eau brute et ne nécessitent donc pas une station de traitement. Ce système est adapté aux petites villes et aux villages de plus de 3 000 habitants selon le PN-AEP 2016-2030.
- ✓ les forages équipés de pompes à motricité humaine (PMH) : ils servent à desservir une population d'environ 300 habitants.

IV.2.2- Choix du système d'approvisionnement en eau potable

Selon le cours de BEGA (2006) la population de notre site d'étude peut être considéré comme celle d'une ville moyenne dont la population varie entre 10 000 et 100 000 habitants.

Le principe cardinal qui sous-tend la conception du système d'Adduction d'Eau Potable Simplifié (AEPS) est sa complémentarité avec les sources d'eau potable existantes notamment les forages. Il est utopique de penser que l'AEPS viendra supplanter tout de suite le service des forages.

La mise en service du système AEPS viendra augmenter le niveau de confort de la population qui aura tendance à s'en servir en lieu et place des puits et des forages. L'expérience montre qu'au fur et à mesure, les forages seront abandonnés au profit de l'AEPS qui offre une eau de meilleure qualité sur le plan sanitaire et une fiabilité à l'exploitation très accrue. Ainsi, la fréquentation au niveau des forages régressera continuellement de 100% au départ du projet jusqu'à atteindre un niveau raisonnable de 9% à l'horizon du projet (2040). Le taux de régression est supposé linéaire, il est d'environ 10% par an. Les équipements du système AEPS seront dimensionnés en tenant compte des besoins journaliers normatifs et des quantités d'eau potable disponibles à partir des forages

IV.2.3- Choix techniques pour le dimensionnement

a. Horizon du projet

L'horizon du projet pour le dimensionnement du réseau est fixé à 2040 conformément aux termes de références qui confèrent au système une durée de vie de 20 ans après sa mise en exploitation. Le taux d'accroissement moyen de la population de la province de TUY est de 3.6% selon le RGPH 2006.

b. Consommation spécifique (CS)

Pour l'estimation des besoins globaux journaliers des projets AEP en milieu rural, une consommation spécifique de **20 [l/j/hab]** est adoptée conformément à l'objectif du PN-AEP. Cette consommation spécifique nous semble élevée compte tenu du caractère rural de la localité. Toutefois pour le dimensionnement des ouvrages du système AEPS il est tenu compte du principe de complémentarité entre le système AEPS et les forages existants. Dans le cadre de cette étude, l'estimation de la consommation spécifique s'appuiera à la fois sur les résultats de l'étude de consommation d'eau réalisée pour l'occasion et sur certaines études et enquêtes de consommation entreprises sur des mini-AEP existantes. L'expérience acquise de l'exploitation des AEPS montre que les consommations spécifiques sont très faibles dès les premières années d'exploitation et varient de **5[l/j/hab]** à **15[l/j/hab]**.

Les consommations rencontrées dans les AEPS sont en général très faibles. L'analyse des résultats de la base de données de ADAE qui gère la plupart des réseaux d'AEPS dans l'ouest du Burkina Faso montre que le résultat est loin des chiffres théoriques de 20 [l/j/hab]. Cette demande payante est de l'ordre de 3 à 4 [l/j/hab] et culmine pour quelques rares centres où l'on note une rareté des ressources concurrentielles à 10 [l/j/hab].

Les consommations spécifiques de certains centres de la région du nord (centres similaires dont les données d'exploitation ont servi de comparaison) dans le Yatenga varient de 3 à 10 [l/j/hab] avec une moyenne de 6 [l/j/hab]. Les fluctuations saisonnières de la consommation de ces centres démontrent une forte consommation entre avril et juin. Les consommations les plus basses sont observées en août et septembre.

L'analyse critique des résultats de suivi des mini-AEP en milieu rural et semi-urbain ont montré que la mise en service des installations engendre en général une augmentation de la consommation unitaire avec le temps du fait de l'amélioration du service d'approvisionnement en eau et de la connaissance par la population des effets positifs de la consommation d'une eau potable sur la santé. Le taux d'accroissement annuel de la consommation varie entre 2% et 4%. Pour cette étude, nous allons considérer ce taux à 3,33%.

La zone étant une zone d'élevage, nous allons tenir compte de la consommation d'eau des animaux dans nos besoins. La consommation en eau du petit bétail de case c'est-à-dire la

consommation en eau du bétail domestique est incluse dans la prévision de la consommation spécifique. Pour les cas d'alimentation en eau des gros ruminants des villages et des troupeaux extérieurs qui se fait pendant la saison pluvieuse au niveau des eaux de surface et pendant la période sèche au niveau des puits et rarement au niveau des mini-AEP, nous allons prendre cette consommation en eau de ce bétail équivalent à 10% de la consommation humaine pour le dimensionnement des nouvelles installations afin d'éviter un surdimensionnement.

Aussi afin d'éviter de faire des surdimensionnements, nous proposons la réalisation du projet en deux phases. Une première phase sur 10 ans jusqu'en 2030 et une seconde phase sur 10 ans de 2030 à 2040.

La consommation spécifique qui sera considérée dans les calculs de dimensionnement est de **8 [l/j/hab] jusqu'en 2030 de 10 [l/j/hab] jusqu'en 2040.**

Nous considérons que les besoins des édifices publics tels que les centres de santé, les écoles et les services administratifs ont été pris en compte car, déjà dans la consommation spécifique, ils ont été intégrés. Dans la localité de notre étude, le flux migratoire est nul, donc il n'y a pas de déplacement de la population.

c. Taux de desserte (Td)

Pour le taux de desserte, il sera appliqué les normes du PN-AEP (2016-2030). En effet, le taux d'accès à l'eau potable en milieu rural au niveau national était de 65% en 2015 et 65,30% en 2016. Le PN-AEP (2016-2030) prévoit de faire évoluer le taux d'accès à l'eau potable en milieu rural de 65,30% en 2016 à 100% en 2030. Tenant compte de ces données, pour la présente étude, nous allons garder le même taux en début de projet c'est-à-dire 65,30% en 2017 et appliquer une variation annuelle de 3,33% jusqu'en 2030 où le taux attendra sa valeur maximale à savoir 100%. A partir de 2030, le taux d'accès à l'eau potable sera donc maintenu à 100% jusqu'à l'horizon du projet (Année 2040).

d. Coefficients de pointe

Pour tenir compte des habitudes et des comportements en matière d'utilisation d'eau potable dans les centres, il sera retenu les coefficients de pointe suivants :

- Le coefficient de pointe saisonnier (**Cps**) avoisine 1,4 pour les petits centres exploités par l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA). Cette valeur sera adoptée dans le cadre de la présente étude.
- Le coefficient de pointe journalier (**Cpj**) est généralement compris entre 1,05 et 1,15. Le coefficient de 1,1 est adopté pour le projet.
- Le coefficient de pointe horaire (**Cph**) adopté est de 2,2. Ce coefficient est généralement pris entre 2 et 2,5 pour les villes de 10 000 à 50 000 habitants.

e. Pourcentage de pertes totales (C_{perte})

Les rendements des réseaux des centres secondaires exploités par l'ONEA sont généralement de l'ordre de 90%. Les statistiques montrent que pour les centres de plus petite taille équipés de systèmes d'AEPS, les rendements sont généralement plus élevés (autour de 95%).

Toutefois, en tenant compte de l'environnement technologique du centre et du temps d'intervention sur le réseau généralement long en cas de rupture de production et/ou de distribution, il est raisonnable de prévoir un pourcentage de pertes de 10%.

Ainsi, le coefficient de perte (**C_{perte}**) utilisé pour les calculs de dimensionnement des équipements dans le présent projet est de **1,1**.

f. Pression de service

La pression de service délivrée par le système de distribution doit permettre à l'utilisateur d'opérer les prélèvements d'eau normalement sans effort supplémentaire. Elle est un élément de confort à l'intérieur des habitations des usagers. Les pressions de services contractuelles varient de 5[mCE] pour les systèmes simplifiés à 10 à 20[mCE] pour les systèmes classiques. Nous adopterons dans le cadre du présent projet, une pression de service de 5[mCE].

g. Choix de la ressource en eau et du système de captage

L'eau souterraine a été retenue pour alimenter le système. Ainsi un forage à grand débit de 10 [m³/h] a été réalisé sur le site pour l'alimentation en eau de l'AEPS. La pompe d'exhaure sera de type immergé centrifuge monobloc et sera déterminée en fonction de la hauteur manométrique totale et du débit d'exploitation du forage. Le moteur sera de type asynchrone triphasé avec enroulement en cuivre enrobé de résine pour l'isolation électrique et l'étanchéité.

h. Choix de la source d'énergie

Il s'agira de concevoir et de présenter les différentes options d'AEPS envisageables en prenant en compte les paramètres de types d'énergie d'exhaure, de l'année de fonctionnement, la taille du réseau, le nombre de BF et BP etc. L'analyse fera ressortir les potentialités et les faiblesses de chaque option. Dans le souci de préserver l'environnement, la source d'énergie choisie sera de type solaire. Cependant un groupe de relai sera prévu pour supporter le déficit d'énergie en cas de faible ensoleillement.

✓ Station solaire

La puissance du générateur photovoltaïque est déterminée pour le cas d'exploitation le plus défavorable. La capacité des générateurs solaires est calculée comme suit :

$$P = \frac{2,725 \times Q_j \times HMT}{R_g \times E_s}$$

P = puissance du générateur solaire en Watt crête

Q_j = Production journalière de pointe en $[m^3/j]$

HMT = Hauteur Manométrique Totale de la pompe en $[m]$

$R_g = R_{ond} \times R_{mp}$ = Rendement global du système = 0,40

R_{mp} = rendement du groupe (moteur et pompe) = 0,59

R_{ond} = rendement de l'onduleur = 0,67

E_s = l'irradiation en $KWh/m^2/j$ prise égale à 5 $[KWh/m^2/j]$

✓ Groupe électrogène

Le dimensionnement du groupe électrogène tient compte de la température élevée et de l'énergie plus élevée nécessaire pour le démarrage. L'énergie absorbée par le moteur de la pompe est :

$$Pa = \frac{g (N/kg) \times Q (m^3/h) \times HMT}{3600 \times \eta}$$

η = rendement du groupe électropompe, Q débit de pompage en m^3/h , HMT la hauteur manométrique totale.

Au démarrage d'un moteur, l'intensité de démarrage I_d peut atteindre 2 à 6 fois le courant nominal I_n du moteur en fonction du type de démarrage utilisé. Dans la plage d'utilisation des moteurs pour système autonome, le courant au démarrage dépasse rarement le double du courant nominal I_n .

Nous multiplions la puissance absorbée par 2 pour éviter de casser au démarrage le moteur diesel.

P_g (KVA) doit être supérieur à $2 \times Pa / \cos\phi$ $2 \times Pa / \cos(\phi)$.

i. Choix du réservoir

Le château d'eau constitue dans le système AEPS un tampon entre la production et la consommation. Sachant que le réseau est dimensionné pour satisfaire au moins les besoins de pointe à l'échéance du projet, la capacité du réservoir est choisie en fonction de plusieurs paramètres.

Ainsi, le choix de sa capacité résulte d'un compromis entre, d'une part les aspects techniques (sécurité de l'approvisionnement en eau en cas d'incident sur les installations d'exhaure, régulation des débits et pressions, repos des installations mécaniques d'exhaure), et d'autre part, les coûts engendrés.

Le réservoir sera de type métallique étanche et de forme tronco-cylindrique et l'ensemble de la structure le constituant sera assemblée de façon à pouvoir être éventuellement démontée pour un rehaussement ou pour être réinstallée sur un autre site. Ce type de réservoir est généralement utilisé dans les petits centres équipés de systèmes d'AEPS.

La vérification du temps de contact minimal du chlore sera faite par la formule suivante :

$$Ts(h) = \frac{Cu}{Qmh} \text{ doit être supérieur à 2 heures avec}$$

$Cu \text{ (m}^3\text{)} : \text{la capacité utile et } Qmh \text{ (m}^3\text{/h) le débit moyen horaire}$

La vérification de la durée d'efficacité du désinfectant sera faite par la formule suivante

$$Ts(j) = \frac{Cu(m^3)}{CC} \text{ doit être inférieur à 2 jour avec}$$

Cu la capacité utile du réservoir, et CC est la consommation du jour de pointe.

j. Tracé et choix du type de réseau

Le tracé du réseau s'est effectué au préalable sur le logiciel Google Earth. Une visite de terrain a permis d'affiner le tracé et de vérifier l'emplacement des éléments essentiels du réseau. Ce sont :

- ✓ **Les points de desserte :** Les bornes fontaines sont préalablement placées en fonction des agglomérations d'habitats à partir de Google Earth et tient ensuite compte de l'avis de la population en fonction de sa volonté de posséder un système d'adduction d'eau potable et de sa capacité de mobilisation pour honorer les conditions financières imposées en la matière. Les implantations sont retenues finalement en fonction des conditions techniques trouvées sur le terrain et des normes adoptées ;
- ✓ **L'emplacement du réservoir :** Le réservoir a été implanté en tenant compte des contraintes topographiques du terrain, de la situation du réseau et de l'avis de la population (éviter les lieux sacrés par exemple).
- ✓ **Le tracé du réseau.** Le tracé a tenu compte des principaux chemins (cas de centres non lotis) ; les propriétés privées et les lieux dits sacrés sont évités. Le réseau choisi est de type ramifié pour les raisons suivantes :
 - l'exigence de la continuité de la desserte est relativement faible dans la plupart des centres avec l'existence de plusieurs forages fonctionnels : cette faible exigence ne nécessite pas un réseau de type maillé bien que flexible du point de vue de l'exploitation.
 - la densité des points de livraison est relativement faible. Un réseau maillé ne sied pas.

- le coût d'investissement pour un réseau ramifié est relativement bas par rapport à celui d'un réseau maillé.

k. Choix des conduites

Les conduites du réseau seront en PVC à joints caoutchouc pour les diamètres extérieurs égaux ou supérieurs à 63 [mm]. Des conduites à joints à coller seront retenues pour les diamètres inférieurs à 63 [mm]. Leur mise en œuvre ne requiert aucune main-d'œuvre qualifiée et leur coût est nettement moins élevé par rapport aux autres types de conduites généralement utilisées au Burkina comme le PEHD. Une pression nominale de 16 [bars] (PN16) est adoptée pour les réseaux de refoulement compte tenu des surpressions engendrées par le phénomène des coups de bélier pour donner suite aux arrêts brusques des pompes qui pourraient survenir au cours de l'exploitation. Une pression nominale de 6 [bars] (PN6) est adoptée pour le réseau de distribution où les pressions sont généralement peu élevées (distribution gravitaire, terrain très peu accidenté). La rugosité de Strickler des conduites sera 120 [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$].

l. Points de desserte

En général, les points de desserte dans les AEPS sont constitués uniquement par les bornes fontaines. Mais dans le cadre de notre étude, il est prévu des abreuvoirs et des branchements privés. Les bornes fontaines choisies sont celles couramment utilisées par l'ONEA. Elles sont munies de 3 robinets de puisage et construites sous un hangar en tôle sur une aire de dallage. Une goulotte permet de collecter les eaux de ruissellement et de les rejeter dans un puisard. Toutes les bornes fontaines seront équipées de compteurs d'eau pour permettre le comptage de l'eau distribuée. L'implantation des bornes fontaines tient compte de la concentration des populations et des points d'eau potable (forages) existants dans la zone indiquée par la population pour abriter l'ouvrage.

m. Qualité de l'eau

L'eau produite et distribuée provient des forages. En général elle est de très bonne qualité et ne demande pas de traitement spécifique.

Pour le renforcement de cette qualité dans le réseau il est introduit dans la cuve du château d'eau des pastilles de chlore au moyen d'un diffuseur lent. Ce diffuseur libère du chlore rémanent dans l'eau contenue dans la cuve et cette rémanence persiste dans la canalisation garantissant ainsi une protection qualitative de l'eau jusqu'à sa livraison aux usagers. Cette qualité doit être préservée par la prévention des pollutions accidentelles qui pourraient survenir lors des travaux d'entretien des équipements (pose et dépose de la pompe, entretien de la cuve du château d'eau, réparation des canalisations, etc.). Des analyses périodiques de l'eau prélevée au niveau du forage, du réservoir et des bornes fontaines doivent être réalisées pour s'assurer que l'eau produite et distribuée conserve ses qualités chimiques, organoleptiques et surtout bactériologiques.

IV.3- Dimensionnement des ouvrages, équipements et réseaux hydrauliques constitutifs du système

IV.3.1 – Evaluation des besoins en eau de la population

IV.3.1.1- Evaluation de la population

La formule utilisée pour la projection de la population est la suivante :

$$P_n = P_0 \times (a + 1)^n \text{ Avec}$$

P_n : la population à l'année n

P₀ : la population initiale

a : le taux d'accroissement de la population

n : nombre d'années d'intervalle

IV.3.1.2. Evaluation des besoins en eau

a- Calcul du besoin journalier moyen B_{jm}

$$B_{jm}(m^3/j) = \frac{1,1 \times (C_s \times P_n)}{1000} \text{ Avec}$$

C_s : la consommation spécifique en l/hab./jour

P_n : la population de l'année n.

1,1 : coefficient prenant en compte les besoins du gros bétail et des troupeaux extérieurs à 10% de la consommation spécifique.

b- Calcul de la demande journalière moyenne D_{jm}

$$D_{jm}(m^3/j) = B_{jm} \times 1,1$$

1,1 : coefficient prenant en compte les pertes dans le réseau

c- Demande du jour de pointe D_{jp}

$$D_{jp}(m^3/j) = D_{jm} \times C_{pj} \times C_{ps} \text{ avec}$$

C_{pj} : le coefficient de pointe journalier

D_{jm} : la demande journalière moyenne

C_{ps} : le coefficient de pointe saisonnier

d- Débit moyen horaire Q_{mh}

$$Q_{mh} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{D_{jp}}{t(h)} \text{ avec } D_{jp} : \text{ la demande du jour de pointe et}$$

T(h) : 12 heures (temps de distribution car il s'agit ici d'une AEPS)

e- Débit de pointe horaire Qph

$$Q_{ph}(m^3/h) = Q_{mh} \times C_{ph} \quad \text{Avec}$$

C_{ph} : le coefficient de pointe horaire

Q_{mh} : le débit moyen horaire

IV.3.2 – Dimensionnement des ouvrages

IV.3.2.1- Ouvrage de stockage

Les coefficients de consommation utilisés dans la journée sont dans le tableau 3 :

Tableau 3 : Coefficients de consommation dans la journée

Période	6h-8h	8h-10h	10h-12h	12h 15h	15h 16h	16h 18h
Coefficients horaires de consommation	0,5	2	1,2	0,5	1,1	1

Le temps de distribution sera de 12 heures.

➤ Calcul des dimensions de la partie cylindrique de la cuve

- Calcul de la surface : Surface = Diam(int) * hauteur
- Calcul de la revange : $V_{rev} = \frac{3,14 \cdot D^2 \cdot 0,2}{4}$
- Calcul du rayon du cylindre : $Rayon = \frac{corde^2}{8 \cdot flèche} + \frac{flèche}{2}$
- Calcul de la surface de la calotte : Surface = 2 * 3,14 * flèche * corde
- Calcul du volume total Volume total = volume util + volume colotte

IV.3.2.2- Ouvrages de distribution

a. Détermination du nombre et du débit des bornes fontaines

A l'horizon du projet (2040), il a été supposé que 70% de la population s'alimentera en eau potable à travers les bornes fontaines et 30% auront des branchements privés.

b. Calcul du débit de la borne fontaine

$$Q_{BF}(l/s) = \frac{1,1 \times C_{ph} \times C_{pj} \times C_{ps} \times C_{perte} \times 500 \times C_s(l/hab/j)}{T(h) \times 3600} \quad \text{Avec } C_s : \text{ la consommation}$$

spécifique et T : le temps de distribution en heure

c. Le nombre de bornes fontaines

Le nombre de bornes fontaines est donné par la formule suivante :

$$N_{bf} = \frac{P_n * 70\%}{500} \quad \text{Avec}$$

P_n : population horizon 2040

500 : nombre de personnes par borne fontaine

N_{bf} : nombre de bornes fontaines choisi.

IV.3.3- Dimensionnement du réseau de distribution

IV.3.3.1- Calcul des diamètres

Les diamètres ont été calculés avec la formule suivante :

$$D_{th}(m) = \sqrt{\frac{4 \times Q(m^3/s)}{\pi \times V(m/s)}} \quad \text{Avec}$$

Q : le débit des tronçons

V : la vitesse comprise entre 0,3 et 1 [m/s]

IV.3.4- Equipement et moyens de protection du réseau

Le choix de l'équipement de protection dépend du type de protection recherchée (dépression, surpression, dépression et surpression), des caractéristiques hydrauliques et géométriques de l'installation. L'action des équipements ne supprime pas le coup de bélier, mais l'atténue pour le contrôler dans une fourchette supportable par l'installation. Les équipements suivants peuvent être mis en œuvre.

IV.3.4.1- Le coup de bélier

Un coup de bélier est un phénomène de variation de pression. Le coup de bélier consiste en des oscillations de pression, surpressions et dépressions alternatives provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite. Ces oscillations parcourent la conduite d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique.

Les causes les plus fréquentes sont :

- ✓ L'arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un groupe électropompe alimentant une canalisation de refoulement,
- ✓ La fermeture brutale d'une vanne sur une canalisation de refoulement. De tels arrêts brusques peuvent provoquer la rupture de la canalisation ou un ensemble de perturbations dans les conduites et sur les installations de pompage.

Aussi lors de la conception d'une station de pompage et de sa conduite de refoulement, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent.

- Le ballon anti-bélier

Il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès d'eau pour compenser la surpression. Les pressions de gonflage sont en général autour de deux bars. Des formules permettent de calculer dans des cas simples les maximas des variations en plus ou moins de la pression par rapport au régime normal de fonctionnement : surpression et dépression sont égales en valeur absolue. Deux cas sont à distinguer :

- ✓ **Variation instantanée de la vitesse d'écoulement dans la conduite : fermeture rapide d'une vanne, arrêt brutal du fonctionnement du groupe d'électropompe.**

Formule de Allievi $\Delta h = \frac{a\Delta U}{g}$

Δh (m) = valeur absolue de la surpression ou de la dépression

a (m/s) = vitesse de propagation, ou célérité, de l'onde de surpression ou de dépression

ΔU (m/s) = valeur absolue de la différence entre les vitesses en régime permanent avant et après le coup de bélier ;

g (m/s²) = accélération de la pesanteur

- ✓ **Variation linéaire de la vitesse d'écoulement en fonction du temps : fermeture lente d'une vanne**

$\Delta h = \frac{2L\Delta U}{gT}$ avec L (m) = longueur de la conduite et

T (s) = durée de la variation de vitesse (temps de fermeture d'une vanne sur la conduite de refoulement).

Le tableau 4 fait ressortir les différents équipements anti-béliers à prévoir pour le système.

Tableau 4 : Divers équipements anti-béliers

Appareils	Fonction	Rôle Anti-bélier
Ballon anti-bélier ✓ Avec diaphragme ou vessie ✓ Sans diaphragme ou vessie (attention à la pression de pré-gonflage)	Réserve de fluide pouvant s'écouler dans le réseau	Stockage puis restitution d'énergie mécanique
Cheminée d'équilibre (pour les faibles HMT)	Transformer un coup de bélier en phénomène d'oscillation en masse	Stockage puis restitution d'énergie mécanique
Dispositifs d'entrée d'air (exemple : les ventouse)	Entrée d'air	Lutter localement contre les pressions inférieures à la pression atmosphérique

Appareils	Fonction	Rôle Anti-bélier
Soupapes anti-bélier ou soupapes de décharge (attention à la pression de tarage)	Evacuation d'un débit en fonction du dépassement de la pression de tarage	Ecrêter les pressions trop fortes
Dispositifs d'aspiration auxiliaire (pour les faibles HMT)	Remplissage de la conduite depuis la bêche d'aspiration par une conduite en by-pass	Ecrêter les dépressions à l'aval de la pompe
Volants d'inertie	Augmentation du temps d'annulation du débit	Ecrêter les dépressions à l'aval de la pompe

IV.3.4.2- Les clapets de by-pass à l'aspiration

Les clapets de by-pass à l'aspiration compensent uniquement les surpressions en admettant une décharge de la conduite de refoulement dans l'aspiration.

IV.3.4.3- Les volants d'inertie et les vannes à commande progressive

Les robinets-vannes de sectionnement sont installés avec des bouches à clé en fonte de diamètre correspondant à la conduite. Ils permettront l'isolement des tronçons en cas d'intervention. Également ces appareils de protection ont pour effet de contrôler la fermeture afin qu'elle reste lente par rapport à l'oscillation de la masse d'eau dans la conduite.

IV.3.4.4- La protection des points hauts

Au cours du fonctionnement de la conduite ou de sa mise en eau, il peut se produire une accumulation de l'air aux points hauts. L'accumulation survient au cours du remplissage de la conduite ou de la séparation de l'air dissous par suite de conditions favorables de pression. La présence de l'air accumulé dans une conduite a pour conséquences, la réduction du débit, les risques de coups de bélier et le gaspillage d'énergie en cas de pompage. Les poches d'air peuvent être entraînées jusqu'à l'exutoire de la conduite de refoulement. Elles provoquent alors des appels brusques de débit qui peuvent s'exprimer par un coup de bélier. Les regards seront en préfabriqués de 1 x 1 m et seront mis dans le réseau pour faciliter l'accès aux ouvrages tel que les ventouses les vidanges et les vannes. Tous les points hauts du réseau seront équipés d'une ventouse. Elles seront installées en Regard 1 x 1 m.

IV.3.4.5- La protection aux points bas

Les vidanges raccordées à proximité des points bas permettent de vider la conduite et procéder à son entretien. Le choix du débit de la vidange dépend de la longueur de la conduite d'adduction, son diamètre et le temps jugée acceptable pour la vidanger. Tous les points bas et extrémités du réseau seront équipés d'un dispositif de vidange. Les dispositifs de vidange seront posés dans un regard de 1 m intérieur. Elle devra aboutir à un exutoire naturel ou dans le réseau « eau pluviales ». Des filtres sont prévus afin d'éliminer les éléments qui pourrait entraver le fonctionnement des conduites.

IV.3.4.6- Les mesures de protection

Des mesures simples peuvent être prises pour réduire ou éliminer les inconvénients dans la protection. Le profil en long de la conduite doit faciliter l'accumulation de l'air en des points hauts préalablement choisis. Si le terrain est plat, il faut créer une pente minimale de 0.2 à 0.3% dans la partie montante dans le sens de l'écoulement et 0.4 à 0.6% dans la partie descendante afin d'éviter l'entraînement des poches d'air qui peuvent provoquer des coups de bélier.

- ✓ **Des appareils de purge et d'admission de l'air doivent être placés aux points hauts**
- ✓ **Des appareils de vidange seront placés aux points bas.**

IV.3.4.7- Réserve incendie et qualité de l'eau

- ✓ **Réserve incendie**

Une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. C'est souvent une précaution supplémentaire prise par les services d'eau et les brigades de sapeurs-pompiers pour pallier les défaillances du réseau. Les dispositions constructives doivent être prises pour rendre cette quantité d'eau toujours disponible tout en assurant qu'elle n'est pas une tranche morte.

- ✓ **Qualité de l'eau**

Les stockages sont des lieux très sensibles pour l'altération de la qualité de l'eau. C'est pourquoi durant leur exploitation le renouvellement des volumes des réservoirs fera l'objet de surveillance particulière. Le temps de séjour de l'eau devra être inférieur au temps de rémanence des produits de protection de l'eau contre les contaminations ultérieures. Ce temps est de deux (2) jours pour le chlore et ses dérivés, couramment employés dans nos systèmes de distribution.

IV.3.4.8- Calcul des poussées hydrauliques par la méthode simplifiée

Pour le calcul des poussées par la méthode simplifiée, il ne sera pas tenu compte des efforts engendrés par l'écoulement de l'eau car ils sont négligeables pour les vitesses rencontrées dans les réseaux d'eau potable (inférieures à 3 [m/s]). Seule interviendra donc, la poussée hydrostatique de l'eau sur les pièces spéciales citées précédemment. On calcule les poussées à l'aide de l'expression suivante :

$$F = k * P * S \text{ avec}$$

F= Poussée exprimée en daN ; K= Coefficient dont la valeur est fonction de la géométrie de l'élément de la canalisation concerné ; P= Pression d'essai hydraulique sur chantier en bar et S= Surface de la section intérieure du tuyau en cm².

- ✓ **Dans le cas d'une extrémité d'une conduite (K=1)**

La poussée tend à décoller la plaque pleine avec une force : $F=P*S$ Où la surface est calculée avec le diamètre extérieur de la conduite.

✓ **Dans le cas d'un branchement en Té (K=1)**

La poussée est dirigée suivant l'axe de la tubulure avec une force : $F=P*S$ Où la surface correspond à la section intérieure de la déviation.

✓ **Cas d'un cône de réduction (k = 1)**

La poussée tend à chasser le cône dans la direction de la petite section quel que soit le sens de l'écoulement. La poussée hydraulique est donnée par l'expression suivante : $F=P*(S-s)$ Où S est la Grande surface (section de la conduite du plus grand diamètre en cm^2) et s est la Petite surface (section de la conduite de plus petit diamètre en cm^2).

✓ **Cas d'un coude (k = 2 sin (α/2))**

La poussée est dirigée suivant la bissectrice et tend à chasser le coude vers l'extérieur. Elle est fournie par l'expression suivante où α est l'angle de déviation :

$$F = 2 \sin (\alpha/2) * P * S$$

Tableau 5 : Valeurs de k en fonction de l'angle de déviation du coude

Nom du coude	Angle de déviation (°)	Valeur de k
Coude 1/4	90°	1.4142
Coude 1/8	45°	0.7654
Coude 1/12	30°	0.5176
Coude 1/16	22°30'	0.3902
Coude 1/32	11°15'	0.1960

On distingue plusieurs types de butées : les butées poids et les butées à surface d'appui. Dans notre situation, les butées en poids seront considérées car l'hypothèse retenue est que toute l'intégralité de l'effort de poussée due à la pression est reprise par la masse de béton mise en œuvre.

Ces butées sont auto-stables dans le temps. Le volume de béton à mettre en œuvre est donné par l'expression suivante :

$$V = \frac{\text{Force} \times \text{coefficient de sécurité}}{\text{Masse volumique du béton} \times \text{coefficient de frottement entre le béton et le terrain}}$$

V est le volume de béton à mettre en œuvre en [m] ;

Force : c'est la Poussée hydraulique de l'eau calculée précédemment en [daN]

Coefficient de sécurité : prendre entre 1.2 et 1.5

Coefficient de frottement entre béton et terrain : dépend de la nature du terrain (voir tableau 6 ci-dessous). Masse volumique du béton : de 2 000 à 2 400 [kg/m³].

Tableau 6 : Valeurs des coefficients de frottement en fonction de la nature du sol

Nature du sol	Angle de frottement en degré ϕ		Coefficient de frottement	
	Sec/Humide	Immergé	Sec/Humide	Immergé
Débris rocheux	40	35	0.84	0.70
Tout venant	35	30	0.70	0.58
Sables Limoneux	30	25	0.58	0.47
Argile	25	15	0.47	0.27

IV.4- Matériels

Le matériel utilisé a été multiforme et très diversifié au cours de l'étude et en tenant compte de l'avancement des travaux. Ainsi, nous avons de façon chronologique :

IV.4.1- La recherche documentaire :

Tout au long de notre travail, nous avons utilisé beaucoup l'internet pour le téléchargement de la monographie de la Région des Hauts-Bassin, l'INOH 2018 etc, les documents et rapports du projet PHA-BID/UEMOA et les vues satellitaires à base de Google Earth et de GlobalMapper.

IV.4.2- La collecte des données sur le terrain

Nous avons usé d'un GPS de marque Garmin pour la prise des coordonnées des points particuliers tels les bornes fontaines, le forage, le château d'eau et les différents obstacles du trajet tant au niveau du refoulement qu'au niveau de la distribution.

IV.4.3- Le traitement des données

Le traitement des données s'est effectué à travers les outils suivants :

- ✓ **Arcgis 10.4.1** : outil SIG de référence, il a été utilisé tout au long de l'étude pour la cartographie de l'étude et la détermination des caractéristiques géométriques du site ;
- ✓ **Autocad 2017** : cet outil a été utilisé dans la conception d'une majorité de pièces graphiques de l'étude ;
- ✓ **Covadis 2007** : il a été utilisé pour faire l'analyse topographique du site d'études, les tracés de profils et les calculs de cubature ;
- ✓ **Package Microsoft office 2016** : il a été utilisé tout au long de l'étude pour faire des analyses de données, la conception du système, la production de pièces graphiques et la rédaction du rapport ;
- ✓ **Ordinateur portable** : il a servi de support, d'interface et d'environnement de travail pour l'usage des autres logiciels ;
- ✓ **Appareil photo** : cet instrument a permis d'établir la base photographique de l'étude.

V- RESULTATS ET DISCUSSION

V.1- RESULTATS

V.1.1- Evaluation des besoins en eau de la population

V.I.1.1- Evaluation de la population

Le tableau 7 donne la population des trois (03) villages à l'horizon 2030 et 2040.

Tableau 7 : Projection de la population à l'horizon 2030 et 2040

Années	2 006	2 020	2 030	2 040
Habitants	5 352	8 781	12 507	17 813

A l'horizon de 2030, la population des trois (03) villages est de 12 507 habitants et de 17 813 habitants en 2040.

Le tableau 8 donne la proportion de personnes desservies par des bornes fontaines et celles desservies par des branchements privés.

Tableau 8 : Proportion de personnes desservies par BF et par BP

Années	2 030	2 040
Par des bornes fontaines (70%)	8 755	12 469
Par des branchements privés (30%)	3 752	5 344
Total	12 507	17 813

Il ressort de ce tableau qu'à l'horizon du projet 12 469 personnes et 5 344 personnes sont desservies respectivement par des bornes fontaines et des branchements privés.

V.1.1.2- Evaluation des besoins en eau et du débit de dimensionnement du réseau

Le tableau 9 donne le débit de dimensionnement du réseau au niveau des bornes fontaines.

Tableau 9 : Evaluation des besoins en eau et du débit du réseau au niveau des BF

Paramètre de calcul	Horizon du projet	
	2 030	2 040
Population	8 755	12 469
Consommation spécifique (Cs) (l/hab./j)	8	10
Besoins annexes : 10% de Cs	0,10	0,10
Pertes sur le réseau : 10% de Bj	0,10	0,10
Coefficient de pointe journalier (Cpj)	1,10	1,10
Coefficient de pointe horaire (Cph)	2,50	2,50
Coefficient de pointe Saisonnier (Cps)	1,40	1,40
Besoin journalier moyen en eau (Bjm) (m ³ /j)	77,04	137,16

Demande journalière moyenne en eau (Dj) (m ³ /j)	84,75	150,88
Demande journalière de pointe (Djp) (m ³ /j)	130,51	232,35
Débit moyen horaire (Qmh) (m ³ /h)	10,88	19,36
Débit de pointe horaire (Qph) (m ³ /h)	27,19	48,41
Débit de dimensionnement (l/s)	7,55	13,45

Il ressort de ce tableau que le débit total de pointe de consommation au niveau des bornes fontaines est de 7,55 [l/s] en 2030 et 13,45 [l/s] en 2040.

Le tableau 10 donne le débit de dimensionnement du réseau au niveau des branchements privés.

Tableau 10 : Evaluation des besoins en eau et du débit du réseau au niveau des BP

Paramètres de calcul	Horizon du projet	
	2 030	2 040
Population	3 752	5 344
Consommation spécifique (Cs) (l/hab./j)	8	10
Besoins annexes : 10% de Cs	0,10	0,10
Pertes sur le réseau : 10% de Bj	0,10	0,10
Coefficient de pointe journalier (Cpj)	1,10	1,10
Coefficient de pointe horaire (Cph)	2,50	2,50
Coefficient de pointe Saisonnier (Cps)	1,40	1,40
Besoin journalier moyen en eau (Bjm) (m ³ /j)	33,02	58,78
Demande journalière moyenne en eau (Dj) (m ³ /j)	36,32	64,66
Demande journalière de pointe (Djp) (m ³ /j)	55,93	99,58
Débit moyen horaire (Qmh) (m ³ /h)	4,66	8,30
Débit de pointe horaire (Qph) (m ³ /h)	11,65	20,75
Débit de dimensionnement (l/s)	3,24	5,76

Il ressort de ce tableau que le débit total de pointe de consommation au niveau des branchements privés est de 3,24 [l/s] en 2030 et 5,76 [l/s] en 2040.

En somme, les débits de pointe horaire sont respectivement 10,79 et 19,21 [l/s] en 2030 et 2040.

V.1.2- Ouvrages de distribution

V.2.1.1- Détermination du nombre théorique des bornes fontaines.

Le tableau 11 présente le nombre théorique de bornes fontaines.

Tableau 11 : Détermination du nombre théorique de bornes fontaines

Population alimentée par des bornes fontaines	8 755	12 469
Nombre d'habitants par BF	500	500
Nombre de BF	18	25

Ainsi, nous avons 18 bornes fontaines en 2030 contre 25 bornes fontaines en 2040.

V.2.1.2- Calcul du débit théorique de bornes fontaines.

La détermination du débit théorique des bornes fontaines est faite dans le tableau 12 :

Tableau 12 : Détermination du débit théorique des BF

Année	2030	2040
Nombre d'habitants par BF	500	500
Population desservie par les BF	8 755	12 469
Débit de pointe des BF [l/s]	7,55	13,45
Débit théorique d'une BF [l/s]	0,42	0,54

Il ressort de ce tableau que le débit théorique des bornes fontaines est de 0,42 [l/s] en 2030 et 0,54 [l/s] en 2040.

Théoriquement, il ressort qu'à l'échéance du projet, **25 bornes fontaines** de débit de **0,54 [l/s]** chacune est nécessaire pour alimenter la population des trois (03) villages avec un temps de fonctionnement journalier de 12 heures.

Cependant, après échange avec la population et selon le regroupement de la population, quinze (15) points de réalisation de bornes fontaines ont été identifiés. Pour des questions pratiques de fonctionnement et pour se conformer aux normes de réalisation de bornes fontaines dans le cadre du projet, les bornes fontaines seront équipées de **03 robinets délivrant** chacun un débit de **0,5 [l/s]**. Ce qui nous amène à réduire le nombre théorique de **bornes fontaines à 15 avec un débit de 1,5 [l/s] chacune**. Le réseau sera dimensionné en supposant un fonctionnement simultané des trois robinets même si dans la pratique ce cas de figure arrive rarement.

V.2.1.3- Tracé du réseau

Le tracé donne un réseau de 9 791 [m] de distribution et 4 628 [m] pour le refoulement avec 15 bornes fontaines (en jaune) et trois (03) abreuvoirs (en blanc), présenté par la figure 2. Confère plan du réseau en annexe pour les détails.

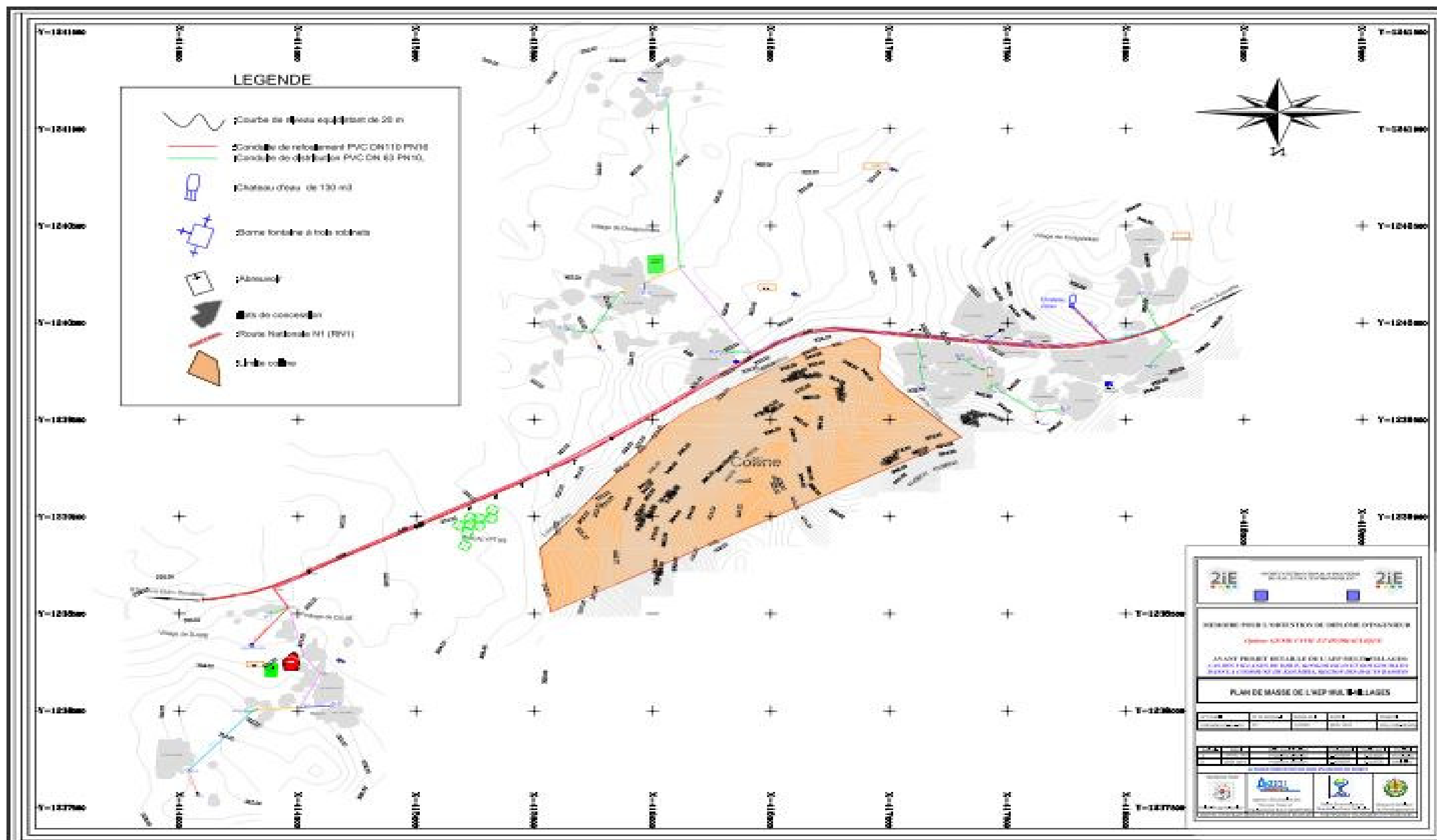


Figure 2 : Image de l'ensemble du réseau des trois villages

V.1.3- Dimensionnement du réseau de distribution

V.1.3.1- Calcul des débits fictifs

Le débit de dimensionnement des branchements privés sera considéré comme un débit reparti sur des conduites alimentant les agglomérations, concessions. Ainsi, le débit de 5,76 [l/s] a été réparti sur une longueur de 2 971 [m]. Il en résulte un débit unitaire de $q = 0,001939674$ [l/s/ml]. Le tableau 13 fait la synthèse des débits fictifs calculés par conduite.

Tableau 13 : Calcul des débits fictifs

Tronçons		Distance	Q_aval	Qr=Ql	Qfictif=0,55Qr+Qaval
Château	N1	224	24,00		24,00
N1	N2	223	3,00		3,00
N2	BF13	190	1,50		1,50
N2	N3	103	1,50		1,50
N3	BF1	157	1,50	0,30	1,67
N1	N4	210	21,00		21,00
N4	N5	311	21,00		21,00
N5	BF4	77	1,50		1,50
N5	N6	43	19,50		19,50
N6	N7	154	5,00	0,30	5,16
N7	N8	33	1,50	0,06	1,54
N8	N9	35	1,50	0,07	1,54
N9	N10	38	1,50	0,07	1,54
N10	BF2	34	1,50	0,07	1,54
N7	N11	48	3,50	0,09	3,55
N11	N12	29	3,50	0,06	3,53
N12	N13	227	2,00	0,44	2,24
N12	BF12	10	1,50	0,02	1,51
N13	BF14	116	1,50	0,23	1,62
N13	Abrevoir3	49	0,50		0,50
N6	N14	251	14,50		14,50
N14	N15	118	1,50	0,23	1,63
N15	N16	57	1,50	0,11	1,56
N16	BF3	81	1,50	0,16	1,59
N14	N17	355	13,00		13,00
N17	N18	130	13,00		13,00
N18	N19	137	13,00		13,00
N19	N20	99	13,00		13,00

Avant-Projet Détaillé d'une Adduction d'Eau Potable multi-villages : Cas des villages de Djiué, Kongolokan et Dougoumato dans la commune de Kombia, Région des Hauts Bassins.

Tronçons		Distance	Q_aval	Qr=Ql	Qfictif=0,55Qr+Qaval
N20	N21	24	6,50		6,50
N21	BF8	119	1,50		1,50
N21	N22	525	5,00		5,00
N22	N23	168	3,50		3,50
N23	N24	115	2,00	0,22	2,12
N23	BF6	31	1,50	0,06	1,53
N24	N25	238	2,00	0,46	2,25
N25	BF7	101	1,50	0,20	1,61
N25	Abrevoir2	32	0,50		0,50
N22	BF5	882	1,50		1,50
N20	N26	998	6,50		6,50
N26	N27	1 190	6,50		6,50
N27	N28	19	6,50		6,50
N28	N29	171	6,50		6,50
N29	N30	115	6,50		6,50
N30	BF10	82	1,50		1,50
N30	N31	257	5,00	0,50	5,27
N31	N32	117	5,00	0,23	5,12
N32	N33	195	5,00	0,38	5,21
N33	BF10	142	1,50	0,28	1,65
N33	N34	201	3,50	0,39	3,71
N34	BF9	27	1,50	0,05	1,53
N34	BF15	410	2,00	0,80	2,44
BF15	Abrevoir1	93	0,50		0,50
TOTAL		9 791		5,76	

En considérant un débit de 1,5[l/s] par BF (soit 0,5 [l/s] par robinet), il en résulte un débit de dimensionnement de tête de 24,00 [l/s] différent de celui de 13,45 [l/s] estimé au préalable.

V.1.3.2- Diamètres du réseau et estimation de la côte de calage du réservoir

Le tableau 14 ci-dessous fait la synthèse des calculs.

Tableau 14 : Tableau de dimensionnement des conduites

Tronçons	Long(m)	Q(l/s)	Dth (mm)	DINT (mm)	DN (mm)	J(m) Sur le tronçon (1)	R ΣJ (2)	Cote TN(m) (extrémité aval) (3)	Pmine en X (m) (4)	Zmine (m) (imposé par x) (5)	P en X (m) pour max des Zmine (6)	V (m/s)
Château								357,26				
Château-N1	224	24,00	174,81	191,6	225	0,68	0,68	349,90	5,00	355,581	11,471	0,8
N1-N2	223	3,00	61,80	63,8	75	3,73	4,42	346,66	5,00	356,076	10,976	0,9
N2-BF13	190	1,50	43,70	53,6	63	2,01	6,43	350,35	5,00	361,78	5,27	0,7
N2-N3	103	1,50	43,70	53,6	63	1,09	5,51	345,29	5,00	355,80	11,25	0,7
N3-BF1	157	1,67	46,08	53,6	63	2,06	7,57	349,33	5,00	361,90	5,16	0,7
N1-N4	210	21,00	163,52	170,2	200	0,92	1,60	343,59	5,00	350,19	16,86	0,9
N4-N5	311	21,00	163,52	170,2	200	1,36	2,96	335,80	5,00	343,76	23,29	0,9
N5-BF4	77	1,50	43,70	53,6	63	0,82	3,78	336,75	5,00	345,53	21,52	0,7
N5-N6	43	19,50	157,57	170,2	200	0,16	3,13	335,94	5,00	344,07	22,99	0,9
N6-N7	154	5,16	81,09	93,6	110	0,99	4,12	336,58	5,00	345,70	21,36	0,8
N7-N8	33	1,54	44,21	53,6	63	0,37	4,48	336,73	5,00	346,21	20,84	0,7
N8-N9	35	1,54	44,24	53,6	63	0,39	4,87	336,08	5,00	345,95	21,10	0,7
N9-N10	38	1,54	44,29	53,6	63	0,42	5,30	335,59	5,00	345,89	21,17	0,7
N10-BF2	34	1,54	44,23	53,6	63	0,38	5,67	335,07	5,00	345,74	21,31	0,7
N7-N11	48	3,55	67,24	76,6	90	0,42	4,54	337,85	5,00	347,39	19,66	0,8
N11-N12	29	3,53	67,05	76,6	90	0,25	4,79	338,41	5,00	348,20	18,85	0,8

Tronçons	Long(m)	Q(l/s)	Dth (mm)	DINT (mm)	DN (mm)	J(m) Sur le tronçon (1)	R ΣJ (2)	Cote TN(m) (extrémité aval) (3)	Pmine en X (m) (4)	Zmine (m) (imposé par x) (5)	P en X (m) pour max des Zmine (6)	V (m/s)
N12-N13	227	2,24	53,43	53,6	63	5,38	10,17	338,90	5,00	354,07	12,98	1,0
N12-BF12	10	1,51	43,86	53,6	63	0,11	10,28	343,11	5,00	358,39	8,66	0,7
N13-BF14	116	1,62	45,47	53,6	63	1,44	11,61	345,44	5,00	362,05	5,00	0,7
N13- Abrevoir3	49	0,50	25,23	42,6	63	0,20	10,37	341,13	5,00	356,50	10,55	0,4
N6-N14	251	14,50	135,87	136,2	160	1,72	4,85	330,71	5,00	340,56	26,50	1,0
N14-N15	118	1,63	45,50	53,6	63	1,47	4,69	332,22	5,00	341,91	25,15	0,7
N15-N16	57	1,56	44,58	53,6	63	0,65	5,34	333,95	5,00	344,29	22,76	0,7
N16-BF3	81	1,59	44,94	53,6	63	0,96	6,30	336,28	5,00	347,58	19,47	0,7
N14-N17	355	13,00	128,66	136,2	160	1,96	5,17	330,95	5,00	341,12	25,93	0,9
N17-N18	130	13,00	128,66	136,2	160	0,72	5,89	330,17	5,00	341,06	25,99	0,9
N18-N19	137	13,00	128,66	136,2	160	0,75	6,64	326,59	5,00	338,23	28,82	0,9
N19-N20	99	13,00	128,66	136,2	160	0,55	7,19	327,33	5,00	339,52	27,53	0,9
N20-N21	24	6,50	90,97	93,6	110	0,24	7,43	325,51	5,00	337,94	29,11	0,9
N21-BF8	119	1,50	43,70	53,6	63	1,26	8,69	322,05	5,00	335,74	31,31	0,7
N21-N22	525	5,00	79,79	93,6	110	3,16	10,60	316,89	5,00	332,49	34,57	0,7
N22-N23	168	3,50	66,76	76,6	90	1,44	12,04	315,97	5,00	333,01	34,04	0,8
N23-N24	115	2,12	51,99	53,6	63	2,44	14,48	316,34	5,00	335,82	31,23	0,9
N23-BF6	31	1,53	44,18	53,6	63	0,34	12,38	315,33	5,00	332,71	34,34	0,7
N24-N25	238	2,25	53,57	53,6	63	5,70	20,18	312,34	5,00	337,52	29,53	1,0

Tronçons	Long(m)	Q(l/s)	Dth (mm)	DINT (mm)	DN (mm)	J(m) Sur le tronçon (1)	R ΣJ (2)	Cote TN(m) (extrémité aval) (3)	Pmine en X (m) (4)	Zmine (m) (imposé par x) (5)	P en X (m) pour max des Zmine (6)	V (m/s)
N25-BF7	101	1,61	45,24	53,6	63	1,23	21,41	311,81	5,00	338,22	28,83	0,7
BF7- Abrevoir2	32	0,50	25,23	42,6	63	0,13	21,54	312,41	5,00	338,95	28,10	0,4
N22-BF5	882	1,50	43,70	53,6	63	9,35	19,95	312,06	5,00	337,01	30,05	0,7
N20-N26	998	6,50	90,97	93,6	110	10,16	17,35	311,12	5,00	333,47	33,58	0,9
N26-N27	1 190	6,50	90,97	93,6	110	12,12	29,47	300,17	5,00	334,64	32,42	0,9
N27-N28	19	6,50	90,97	93,6	110	0,19	29,66	300,19	5,00	334,85	32,20	0,9
N28-N29	171	6,50	90,97	93,6	110	1,74	31,40	299,01	5,00	335,41	31,64	0,9
N29-N30	115	6,50	90,97	93,6	110	1,17	32,57	300,74	5,00	338,31	28,74	0,9
N30-BF11	82	1,50	43,70	53,6	63	0,87	33,44	301,27	5,00	339,71	27,34	0,7
N30-N31	257	5,27	81,95	93,6	110	1,72	34,29	305,35	5,00	344,64	22,41	0,8
N31-N32	117	5,12	80,78	93,6	110	0,74	35,03	305,90	5,00	345,93	21,12	0,7
N32-N33	195	5,21	81,43	93,6	110	1,27	36,31	310,31	5,00	351,62	15,43	0,8
N33-BF10	142	1,65	45,86	53,6	63	1,83	38,13	307,88	5,00	351,01	16,04	0,7
N33-N34	201	3,71	68,77	76,6	90	1,95	38,25	310,78	5,00	354,03	13,02	0,8
N34-BF9	27	1,53	44,12	53,6	63	0,30	38,55	311,27	5,00	354,82	12,23	0,7
N34-BF15	410	2,44	55,71	66,8	75	3,55	41,80	310,08	5,00	356,88	10,17	0,7
BF15- Abrevoir1	93	0,50	25,23	42,6	63	0,37	42,18	310,41	5,00	357,59	9,47	0,4

La distribution a une longueur totale de **9 791 [m]**. Le diamètre minimum retenu est PVC DN 63 et la vitesse minimale est de 0,7 [m/s] tandis que le diamètre maximal est le PVC DN 225 et le débit maximal est 1 [m/s]. L'exception est faite de la conduite approvisionnant les abreuvoirs où les vitesses sont en dessous de 0,4[m/s] avec pour diamètre PVC DN 50. Une simulation Epanet a permis de confirmer les résultats obtenus dans ce tableau.

V.1.4- Dimensionnement de la conduite de refoulement

V.1.4.1- Choix du diamètre

La demande journalière de pointe en tenant compte des appels spécifiques est de 237,10 [m³/j] soit (165,97 [m³/j] pour les bornes fontaines et 71,13 [m³/j] pour les branchements privés). Le débit du forage après développement est de 18 [m³/h]. Cependant, il a été décidé de solliciter le forage à 17 [m³/h] soit un temps de pompage de 14h dans la journée.

Dans le tableau 15 ci-dessous est présenté le dimensionnement de la conduite de refoulement.

Tableau 15 : Dimensionnement de la conduite de refoulement

Formules	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	V(m/s)	Condition de flamant	Observation
Formule de Bresse	102,90	96,80	110	0,64	0,70	Condition vérifiée
Formule de Bresse modifié	134,06	121,00	140	0,41	0,72	Condition vérifiée
Formule de Meunier	80,94	76,60	90	1,02	0,68	Non vérifiée

Le diamètre PVC PN 16 DN110 sera retenu pour la conduite de refoulement pour des raisons d'exigences du cahier de charges du projet. Sa longueur totale est de 4 628 [m].

La colonne montante de la pompe sera en inox DN 50 et celle au pied du réservoir un DN 110.

V.1.4.2- Etude du phénomène de béliet

Les paramètres consignés dans le tableau 16 suivant ont permis la vérification du phénomène de béliet.

Tableau 16 : tableau de vérification du phénomène de béliet

Cas d'arrêt brusque d'une pompe	
Vitesse V(m/s)	0,70
Célérité de l'onde a (m/s)	500,00
g (N/kg)	9,81
ΔH (m)	35,68

PMA (m)	192,00
HMT	94.21
HMT + ΔH (m)	129,89
HMT +ΔH (m) est inférieur à PMA (m)	

L'étude des surpressions et dépressions qui seront créés dans la conduite principale de refoulement à la suite d'une fermeture rapide de vanne a été effectuée. Avec une vitesse de propagation de l'onde de **500** [m/s] dans le PVC, nous obtenons une surpression de **35,68** [m]. La pression maximale admissible est supérieure à la HMT + la suppression. **Il n'est pas nécessaire de placer un dispositif de protection anti-bélier.**

V.1.4.3- Etude du phénomène des butées

Les différents paramètres qui ont servi de base pour les calculs des butées :

- ✓ Pression dans les conduites : 16 bars
- ✓ Masse volumique du béton : 2400 [kg/m³]
- ✓ L'angle au niveau du coude : $\alpha=90^\circ$
- ✓ Choix du coefficient de sécurité : 1.2 car la nature du terrain est bonne
- ✓ Valeur du Coefficient de frottement : 0.84

Le tableau 17 ci-dessous donne les résultats des butées dans les nœuds.

Tableau 17 : Résultats des calculs des butées

Dimensions	Types de nœuds						
	Extrémité de la conduite en BF13	Nœud N1 en Té	Nœud N20 en Té	Nœud N2 en Té	Coude Nœud N26	Coude Nœud N27	Réducteur entre N21 et N22
Surface (cm ²)	31,17	397,60	201,06	44,17	72,738	33,81	201,06 et 95,03
Pression (bar)	15,69	15,69	15,69	15,69	15,69	15,69	15,69
Poussée F (DaN)	489,28	6240,85	3155,86	693,42	1141,70	530,74	1664,22
Volume du béton (m ³)	0,29	3,71	1,87	0,41	0,67	0,31	0,99
Disposition constructive (Lxlxh)	1x1x0,3	1,5x1,5x1,7	1,5x1,5x0,9	1x1x0,5	1x1x0,7	1x1x0,4	1x1x1

Les calculs ont été fait au niveau des nœuds spécifiques. Les résultats seront appliqués aux conduites ayant les mêmes diamètres que ceux calculés dans le tableau 17. La section la plus grande se retrouve au niveau du nœud N1 de la conduite principale dont la section est de 225 [mm].

V.1.5- Dimensionnement du réservoir

V.1.5.1- Capacité du réservoir

Le tableau 18 fait la synthèse du dimensionnement du réservoir.

Tableau 18 : Dimensionnement du réservoir

Horaire	6h à 8h	8h à 10h	10h à 12h	12h à 15h	15h à 16h	16h à 18h	18h à 20h	20h à 24h	24h à 01h
Tranche d'heure	2	2	2	3	1	2	2	4	1
Coefficients de consommation	0,5	2	1,2	0,5	1,1	1	0		
Débit de pompage	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47
Volume pompé par tranche	34,94	34,94	34,94	52,41	17,47	34,94	34,94	69,88	17,47
Volumes pompés cumulés	34,94	69,88	104,82	157,23	174,70	209,64	244,58	314,47	331,94
Débit de distribution	13,83	55,32	33,19	13,83	30,43	27,66	0,00	0,00	0,00
Volume distribué par tranche	27,66	110,65	66,39	41,49	30,43	55,32	0,00		
Volumes distribués cumulés	27,66	138,31	204,69	246,19	276,61	331,94	331,94	331,94	331,94
Volume pompé – volume distribué	7,28	-68,43	-99,87	-88,95	-101,91	-122,29	-87,35	-17,47	0,00

$$V_{\text{réservoir}} = \text{Déficit max} + \text{Exédent max} = 7,28 + 122,29 = 129,57 \text{ [m}^3\text{]}$$

V.1.5.2- Vérification du temps de contact minimal

$$T_s(h) = \frac{C_u}{Q_{mh}} \text{ doit être supérieur à 2 heures. Avec}$$

C_u (m³) : la capacité utile et Q_{mh} (m³/h) le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{58,71}{(13,83 + 5,93)} = 2,97 \text{ h Supérieur à 2 heures.}$$

V.1.5.3- Vérification de la « durée d'efficacité » du désinfectant

$$T_s(j) = \frac{C_u(m^3)}{C_c(m^3/j)} \text{ doit être inférieur à 2 jour. Avec}$$

C_u la capacité utile du réservoir, et C_c (m³/j) la consommation du jour de pointe

$$T_s(j) = \frac{58,71}{237,10} = 0,24 \text{ j Inférieur à 2 jours.}$$

V.1.5.4- Dimensions constructives du réservoir

Le réservoir sera cylindrique et ses dimensions sont consignées dans les tableaux 19 et 20.

Tableau 19 : Les dimensions constructives du réservoir

Désignation	Volume utile (m ³)	Diamètre intérieur (m)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Volume revanche(m ³)
Réservoir surélevé	127,563	5,00	6,50	19,63	3,925

Tableau 20 : Calcul des dimensions des calottes

Désignation		Corde FIXE	Flèche FIXE	Rayon	Volume	Surface	Volume total
Réservoir surélevé	Calotte supérieure	5,00	0,5	2,50	1,832	7,85	129,394
	Calotte inférieure		0,5	2,50	1,832	7,85	

Le volume retenu en fonction des dispositions constructives est de $127,563 + 1,832 = 129,394 \text{ m}^3$

V.1.6- Dimensionnement de la pompe

V.1.6.1- Calcul de la HMT

Le tableau 21 de calcul de la HMT est le suivant :

Tableau 21 : Calcul de la HMT

Paramètres	Valeurs
Cote TN du forage	304,12
Cote TN du réservoir	357,26
Niveau dynamique	40,87
Hauteur sous radier	0
Hgeo	94,01
Ks1	120
Ks2	90
Longueur (m) refoulement	4628
Longueur colonne montant du forage	50
Longueur colonne montant du château	6,3
Débit (m^3/h)	17
Diamètre intérieur refoulement (mm)	96,8
Diamètre intérieur colonne montante forage (mm)	50
Diamètre intérieur colonne montante du château (mm)	110
Pdc1 sur le refoulement	18,90
Pdc2 sur colonne montant du forage	12,30
Pdc3 sur colonne montant du château	0,01
Pdc total	31,21
HMT	128,35

La pompe à choisir doit vaincre une HMT de 128,35 [m] avec un débit 17 [m^3/h].

V.1.6.2- Choix de la pompe et vérification de la cavitation

✓ Choix de la pompe

Le tableau 22 ci-dessous présente les paramètres de détermination du point de fonctionnement de la pompe.

Tableau 22 : Données de détermination du point de fonctionnement de la pompe

Débit (m ³ /h)	0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0
HMT pompe(m)	196,65	196,65	195,39	194,76	192,25	185,97	177,8	166,49	153,3	138,22	118,12	96,13
Hgéo (m)	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21	94,21
H(m) Refoulement	0,00	0,26	1,06	2,38	4,23	6,61	9,52	12,96	16,93	21,42	26,45	32,00
HMT total(m)	94,21	94,47	95,27	96,59	98,44	100,82	103,73	107,17	111,14	115,63	120,66	126,21

La figure 3 ci-dessous donne le point de fonctionnement de la pompe.

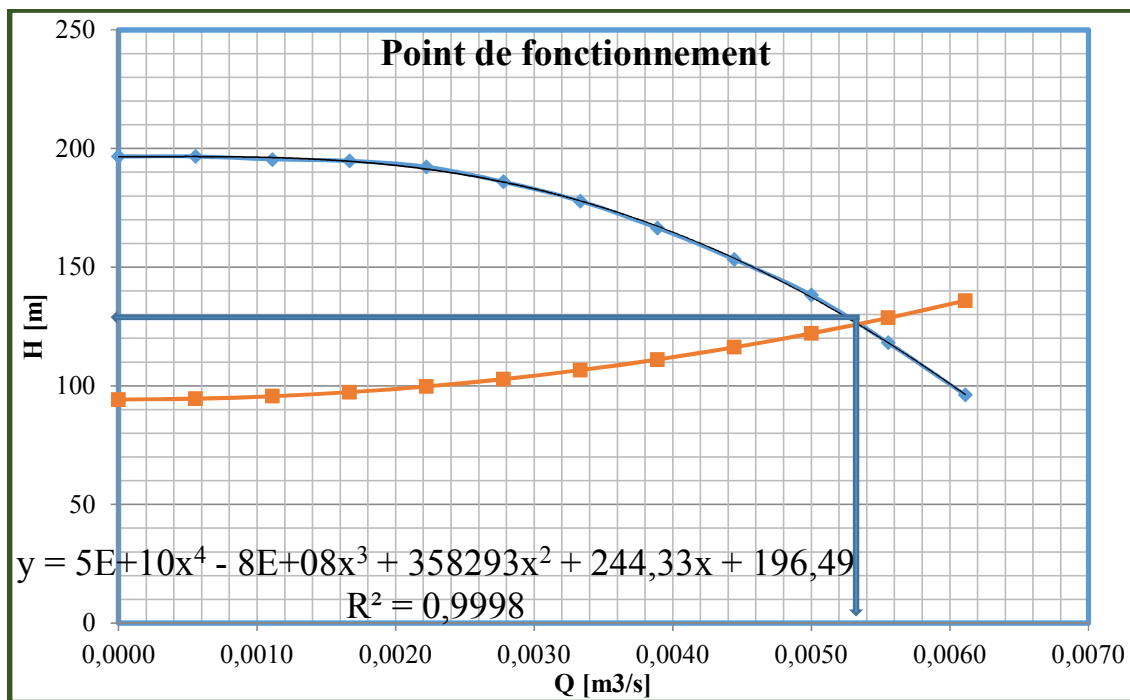


Figure 3: Point de fonctionnement de la pompe

La pompe retenue est une pompe Grundfos SP 17-18 12A00018 avec puissance absorbée de 11 [KW] et un rendement 70% pour le couple Pompe et moteur. Au point de fonctionnement elle délivre un débit de 18,4 [m³/h] avec une HMT de 133,78 [m] et une NPSH de 5 [m]. Pendant l'exploitation la pompe sera vannée pour respecter le débit escompté.

✓ Vérification de la cavitation

La condition de non cavitation de la pompe s'écrit : $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis} + 0,5$ avec

$$NPSH_{dispo} = 10,33 - 0,0012 * Z - Ha - J_{asp} - \frac{Pv}{\sigma g} - \frac{V_E^2}{2g}$$

$$Z(m)=258,28 ; H_a(m)=0 ; J_{asp}(m)=0,5 ; \frac{P_v}{\sigma g} - \frac{V_E^2}{2g} = 0,45$$

$$NPSH_{dispo} (m) = 9,09$$

$$NPSH_{requis} (m) = 5 + 0,5 = 5,5$$

Conclusion :

$NPSH_{disponible} > NPSH_{requis} + 0,5$ donc il n'y a pas risque de cavitation de la pompe.

V.1.7- Dimensionnement de la source d'énergie

V.1.7.1- Groupe électrogène

La puissance du groupe électrogène figure dans le tableau 23.

Tableau 23 : Tableau de dimensionnement du groupe électrogène de secours

Paramètres	Valeurs
Pa (KW)	11
Cos (phi)	0,79
Coefficient de démarrage	2
Pge (KVA)	27,85

Le groupe électrogène de secours aura une puissance de 27,85 [KVA].

V.1.7.2- Panneaux solaires

Dans le projet, pour des raisons environnementales, l'énergie solaire comme source sera priorisée.

Les caractéristiques et le nombre de panneaux solaires sont dans le tableau 24.

Tableau 24 : Dimensionnement des panneaux solaires

Q (m³/j) Production journalière de pointe	331,14
HMT (m)	128,55
Rendement global du système	0,40
Irradiation KWH/m²/jour	5
Puissance du générateur en watt Crête (Kw)	58,138
Générateur solaire individuel 1000W (Off-grid)	
Puissance (W)	1000
Intensité (A)	3,63
Tension (V)	220
Nombre de modules	59

Caractéristiques techniques des Panneaux solaires : polycristalin 1000W • Efficacité : >88% •

Dimensions : 650 x 600 x 800 mm • Poids : 210 Kg • Capacité : 800 VA • Tension de sortie : 220V AC •

Forme : sinusoïdale • Courant de sortie : 3.63A • Batterie : 24V 300 AH, plomb et acide • Certifications : CE, ISO 9001.

Le système nécessitera 59 panneaux. Le pompage sera au fil du soleil dans la mesure où le groupe électrogène pourra prendre le relai à tout moment.

V.1.8- Devis quantitatif et estimatif

Le tableau 25 donne le devis estimatif des travaux de réalisation de l'AEPS multi-villages de Koumbia.

Tableau 25 : Devis estimatif des travaux

N°	DESIGNATION	MONTANT TOTAL (F CFA)
I	Installation de chantier – frais généraux	3 800 000
II	Fourniture et pose des équipements de production	42 552 000
III	Construction et équipements de château d'eau	22 150 000
IV	Fourniture et pose des équipements de distribution	62 056 500
V.	Ouvrages annexes et prestations diverses	38 530 000
VI.	Essaie et autres	31 846 800
VII.	Équipement électromécanique et source d'énergie	42 286 500
VIII.	Formation & suivi	5 000 000
IX.	Mesures d'atténuation du projet sur l'environnement et le social	3 820 000
TOTAL HT-HD		252 041 800
TOTAL TTC		297 409 324

Il ressort de ce tableau que le coût de réalisation de ce projet s'élève à 252 041 800 CFA hors taxes et hors douane. Confère en annexe 1 pour les détails.

V.1.9- Evaluation du prix du m³ de l'eau

L'évaluation du prix de l'eau se fait en tenant compte de l'amortissement des investissements, des charges d'exploitation et de maintenance annuelle des équipements. Dans le cas de notre étude, l'étude financière pour l'évaluation du prix de l'eau sera en considérant seulement les charges d'exploitation et maintenance annuelle des équipements ceux-ci dans l'optique de réduire le coût du m³ de l'eau pour qu'il soit à la portée de la population. Aussi, selon ZOUNGRANA, les recettes du système doivent couvrir les dépenses engendrées par la fourniture de l'eau tout en protégeant la ressource en eau et sans reporter les charges actuelles sur les générations futures.

V.1.9.1- Evaluation des charges d'exploitations

Le tableau 26 résume les charges d'exploitation de l'ensemble du système AEPS multi-villages.

Tableau 26 : Charges d'exploitation du système

Charges d'exploitation annuelle	Montant [FCFA]
Entretien du système PV	200 000
Entretien du château, de la chloration et du maintien de la qualité de l'eau	100 000
Charge salariale annuelle (gardiens)	960 000
Entretien du réseau	100 000
Total	1 360 000

V.1.9.2- Evaluation du prix du m³ de l'eau

Le prix du m³ de l'eau est calculé par le rapport des charges annuelles et de la demande de pointe annuelle de l'eau.

Le tableau 27 représente le prix de l'eau du m³ et du bidon de 20L.

Tableau 27 : calcul du prix de l'eau

Demande annuelle en m ³	2845,16
Coût du m ³ de l'eau en francs CFA	478
Prix du seau d'eau de 20L en francs CFA	9,6

Nous constatons que le prix de l'eau calculé est voisin de celui de l'ONEA. On retiendra alors 10f pour le bidon de 20L.

V.2- DISCUSSION

V.2.1- La capacité du réservoir

Le réservoir est dimensionné pour équilibrer les fluctuations journalières de la consommation en rapport avec la production. Sa capacité varie généralement entre 25 et 50% de la consommation journalière de pointe.

En prenant 25% de la consommation journalière de pointe qui est de 331,94[m³/j] on obtient un réservoir de volume 82,75 [m³] et 50% donne 165,65[m³]. Le volume du réservoir (129,394 [m³]) est bel et bien compris entre 82,75 [m³] et 165,65 [m³]. Il est de 39% de la consommation journalière de pointe.

Nous pouvons conclure que la capacité de notre château pourrait satisfaire la population des trois villages sans inquiétude.

V.2.2- Le coût de la réalisation de l'infrastructure

Au Burkina Faso, de façon générale le coût de réalisation du système d'adduction d'eau potable simplifié varie entre 90 000 000 et 200 000 000 F CFA (Source : DGEP). Le coût de réalisation de notre AEPS multi-villages s'élève à 252 041 800 F CFA HT-HD. Ce coût, en dehors de la plage recommandée s'explique par le fait que, le système regroupe trois villages. De ce fait, le coût trouvé pour l'AEPS multi-villages des trois villages de Koumbia est réaliste dans le contexte du Burkina Faso.

Le coût global de réalisation de l'AEPS rapporté à la longueur totale du réseau donne 17 480 F CFA par mètre linéaire.

V.2.3- Le coût de l'eau

Selon nos calculs, le prix du m³ de l'eau est de 478f. ce prix est réaliste car selon la norme, le coût du m³ d'eau ne doit pas excéder plus de 500f. Pour une question d'équité, les gros consommateurs devront être facturés par tranche comme l'ONEA le fait. Car, au delà d'une certaine quantité de consommation d'eau, on suppose que l'exploitant utilise l'eau à des fins économiques et que par conséquent, il doit être facturé cher. Ainsi, la première tranche sera de 0 à 9 m³ pour 200f/m³, la deuxième tranche de 10 à 15 m³ pour 450f/m³ et la dernière tranche de plus de 16m³ pour 510f/m³.

V.2.4- Les conduites de distribution

Une simulation sur Epanet a permis de confirmer les résultats obtenus sur EXCEL. En effet il ressort de cette simulation que les vitesses et pressions obtenues manuellement sont dans les mêmes plages de données que celles obtenues par simulation sur le logiciel Epanet. Confère annexe 7 pour les détails.

V.2.5- La bouche d'incendie

Dans le dimensionnement du château, nous n'avons pas pris en compte la réserve d'incendie car nous sommes en milieu rural. De plus, la commune de Koumbia distante d'environ une dizaine de km des trois villages, possède une AEPS dont une réserve d'incendie. Dans nos calculs, il nous a été demandé de ne pas prendre en compte la réserve d'incendie au risque de surdimensionner notre système d'autant plus notre château à une petite capacité de 129 m³ avoisinant la réserve même qui est de l'ordre de 120 m³. Prendre cette dernière en compte serait de doubler notre château de sa capacité.

VI- MODE DE GESTION

VI.1- La réforme du système de gestion des AEPS au Burkina Faso

La gestion des infrastructures hydrauliques d'alimentation en eau potable (PMH, PEA, AEPS) en milieu rural et semi urbain reposait sur un système communautaire qui a montré des limites. Dans le cas des PEA et AEPS des compétences spécifiques qui ne sont pas à la portée des communautés sont requises pour leur meilleure gestion. Le décret n°2000-514/PRES/PM/MEE portant Réforme du système de gestion des infrastructures d'alimentation en eau potable en milieux rural et semi urbain a été adopté le 03 novembre 2000 en vue de garantir de manière durable la gestion des infrastructures hydrauliques en eau potable. Il s'agit d'un nouveau mode de gestion des infrastructures hydrauliques d'alimentation en eau potable qui vise de façon générale à améliorer significativement leur fonctionnement et spécifiquement à :

- Assurer un fonctionnement permanent des équipements hydrauliques d'approvisionnement en eau potable des populations en milieux rural et semi-urbain ;
- Accompagner le transfert de la maîtrise d'ouvrage publique des installations d'alimentation en eau potable aux communes ;
- Favoriser l'émergence d'opérateurs dans le secteur de l'eau potable et professionnaliser les compétences locales ;
- Assurer une gestion transparente des équipements hydrauliques d'approvisionnement en eau potable ;
- Réduire les charges de l'Etat et recentrer le rôle de l'Etat sur ses missions de planification et de contrôle.

La reforme précédemment citée exclut le principe de gestion communautaire dans le cas des PEA et AEPS, et préconise une délégation de gestion à un opérateur privé compétent. La réforme prévoit à cet effet :

- Un transfert par l'Etat, des compétences et des ouvrages PEA/AEPS aux communes, qui à leur tour délèguent la gestion du service de l'eau potable à un opérateur privé professionnel par le biais d'un contrat d'affermage ou d'un contrat d'exploitation ;
- Des associations d'usagers de l'eau (AUE) qui n'ont pas la charge de la gestion des systèmes mais qui assurent le contrôle du service public de l'eau (équité, qualité, disponibilité et accessibilité) ;
- Un opérateur privé qui exploite l'ensemble des AEPS/PEA situés sur le territoire des communes avec lesquelles il a signé un contrat.

VI.2- Choix du type de contrat pour la gestion de l'AEPS Multi-villages de Dougoumato

Il existe deux types de contrat selon les textes du Burkina : le contrat d'affermage et le contrat d'exploitation. Une comparaison des contrats est présentée dans le tableau 28.

Tableau 28 : tableau comparatif des modes de gestion

Types de contrats	Affermage	Exploitation
Similitudes	- La production et la distribution de l'eau potable. - L'entretien des équipements, la préservation du patrimoine. - Le renouvellement des équipements dont la durée de vie est supérieure à 15 ans est à la charge de l'Etat (Les forages ; le château d'eau ; le réseau primaire de distribution et de refoulement y compris les regards, vannes, ventouses et autres accessoires ; les panneaux solaires y compris les supports des systèmes photovoltaïques). - Le prix de l'eau comprend les charges d'exploitation, les frais d'entretien et de réparation des équipements. - L'exploitant a pour obligation de fournir à la population une eau de qualité et en quantité suffisante.	
Différences	- Le contrat a une durée de vie de 5 ans ; - Les équipements dont la durée de vie est inférieure à 15 ans sont à la charge de l'exploitant (Le groupe électrogène dans le cas des systèmes thermiques ; le convertisseur dans le cas des systèmes photo voltaïques ; le groupe de pompage immergé et sa colonne d'exhaure ; les superstructures et les aménagements ; les bornes fontaines ; les accessoires (en fonction du système de pompage) : câblage(sécurité, puissance), matériel de raccordement et de fixation, tuyauterie, électrodes, armoire de commandes et de régulation ; le transformateur dans le cas d'un raccordement au réseau électrique) ; - Le prix de l'eau tient aussi compte des frais pour le renouvellement d'une partie des équipements à la charge de l'exploitant.	- Le contrat a une durée de vie de 2 ans ; - les équipements dont la durée de vie est inférieure à 15 ans sont à la charge de la commune (Le groupe électrogène dans le cas des systèmes thermiques ; le convertisseur dans le cas des systèmes photo voltaïques ; le groupe de pompage immergé et sa colonne d'exhaure ; les superstructures et les aménagements ; les bornes fontaines ; les accessoires (en fonction du système de pompage) : câblage(sécurité, puissance), matériel de raccordement et de fixation, tuyauterie, électrodes, armoire de commandes et de régulation ; le transformateur dans le cas d'un raccordement au réseau électrique) ; - le prix de l'eau tient aussi compte de la redevance à la commune pour le renouvellement d'une partie des équipements à la charge de la commune.

Dans le cadre de cette étude, nous optons pour un contrat d'affermage vue qu'il offre plus d'avantages. En effet la commune de Koumbia ne disposant ni de moyens nécessaires ni de main d'œuvre qualifiée en matière de gestion et de maintenance des systèmes AEPS il sied de confier l'ouvrage à une structure plus compétente d'où l'affermage.

VII- ETUDE ENVIRONNEMENTALE

VII.1- Impacts négatifs

Les impacts négatifs lors de la réalisation du projet sont entre autres :

- la perturbation des habitudes de la population due aux nuisances sonores occasionnées par la circulation des véhicules au moment des travaux d'installation et la poussière occasionner par la foration ;
- les désagréments occasionnés par la pose des conduites des si ces dernières traversent des champs.
- les nuisances sonores engendrées par le groupe électrogène au détriment de la population située à proximité des locaux si toutefois le pompage est assuré par un groupe électrogène.
- la prolifération des moustiques, vecteurs de maladies due à l'humidité au niveau des bornes fontaines ;
- les fouilles des canalisations peuvent provoquer des nuisances sonores ainsi que la destruction de plants.
- les risques de grossesses indésirées, des MST et IST dus à la présence des ouvriers sur le site.

VII.2- Impacts positifs

Les avantages du projet sont entre autres :

- la création d'emploi pour la population de la localité à travers la gérance des bornes fontaines.
- le château d'eau pourra contribuer à l'embellissement du village (spot publicitaire) ou servir de repère pour les gens de la localité.
- l'approvisionnement en une eau de qualité et en quantité suffisante pour tous participera à l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations ;
- le bétail également aura de l'eau en quantité et qualité suffisante et cela va contribuer à développer l'élevage des 3 villages.

VII.3- Mesures d'atténuation

Les mesures ci-dessous visent à atténuer les effets négatifs du projet sur l'environnement :

- arroser les voix pendant les travaux.
- l'association de l'énergie solaire avec le groupe électrogène peut minimiser les nuisances sonores.
- la bonne gestion du camionnage (heures d'activités, vitesse de roulement) et l'information de la population à l'avance.
- la mise en place des mesures de compensation au profit de la population dont les champs ont été traversés.
- la sensibilisation des fontainiers au maintien de l'hygiène aux alentours des bornes fontaines.
- la sensibilisation de la jeunesse sur le bon comportement et sur les risques d'une sexualité désordonnée.

- le reboisement en lieu et place des arbres coupés.

VII.4- Coût des mesures d'atténuation

Le coût total des mesures d'atténuation s'élève à trois millions huit-cent vingt mille (3 820 000f) comme les détails l'indiquent dans l'annexe 1.

VIII- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

VIII.1- Conclusion

A la fin de notre étude sur l'accessibilité à l'eau potable dans les trois villages de Dougoumato, Kongokan et de Djiué de la commune rurale de Koumbia, il nous a été donné de constater que les populations de ladite localité sont jusque-là confrontées à un problème d'accès à l'eau potable (70% en 2018) du à l'insuffisance des points d'eau (23 PMH) et la mauvaise gestion de ceux existants (2 PMH fonctionnels). Par ailleurs, la zone d'étude a connu une augmentation de sa population qui fait que son service actuel en matière d'accès à l'eau potable est en déphasage avec les normes nationales en vigueur. En vue d'améliorer qualitativement et quantitativement le niveau de service, nous avons dimensionné un système d'adduction d'eau potable simplifié sur la base d'une évaluation des besoins et demandes en eau de la population. L'affermage a été choisi comme mode de gestion de ce système. Le coût de réalisation s'élève à environ 252 041 800 de francs CFA soit un coût par mètre linéaire de 17.480 Francs CFA. La réalisation de ce projet permettra un accès à l'eau potable de toute la population des trois villages à l'horizon 2030 et ceux jusqu'en 2040. Selon nos estimations financières, le futur fermier devrait proposer un coût unitaire minimum de 480 F CFA/m³ soit 10 F CFA pour le bidon de 20L pour pouvoir assurer le fonctionnement de l'infrastructure et sa maintenance.

VIII.2- Recommandations

Les recommandations et suggestions vont à l'endroit des acteurs clés intervenant dans le domaine de l'eau, au projet PHA-BID/UEMOA et aux bénéficiaires directs du projet qui sont les producteurs.

- ✓ A l'endroit du ministère en charge de l'eau au Burkina :
 - de veiller à couvrir tous les villages du Burkina de système d'adduction d'eau potable simplifié ;
 - de veiller à accompagner les communes dans les recherches de financement pour les projets d'AEPS ;
- ✓ A l'endroit du PHA/BID-UEMOA :
 - d'accompagner les bénéficiaires du projet à travers des renforcements de capacité en matière de gestion de l'eau ;
 - superviser les activités les activités de mise en œuvre du projet.
- ✓ Aux bénéficiaires du projet :
 - de veiller à la mise en place d'organisations compétentes ;
 - de veiller au respect des règles d'exploitations et de gestion des bornes fontaines ;
 - de veiller au respect des règles d'hygiène et d'assainissement dans l'utilisation des abreuvoirs.

IX- Références bibliographiques

- ANDRIANISA, H. A. (Octobre 2015). Cours de pompes et stations de pompage. 108 Pages.
- BADOLO, H. (Décembre 2009). Monographie de la région des Hauts Bassins. 154 Pages.
- BIAOU, C. A. (2009). Cours d'hydraulique en charge. 2iE.
- KOUMBIA. (2018). *PCD*. de la Commune.
- Ministère_de_l'Eau_et_de_l'Assainissement. (Mai 2016). Programme National de l'Adduction d'Eau Potable 2016-2030. 102 pages.
- MONIROU, L. A. (Janvier 2018). Essentiel de Pompes et Stations de Pompage. 2iE.
- MOUNIROU, L. A. (Janvier 2018). Essentiel de dimensionnement des ouvrages hydrauliques et électromécaniques. 47 Pages.
- NDIAYE, D. (2008, Juillet). *Mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur de l'Equipement Rural*, 94 pages.
- OUEDRAOGO, M. (2005, Juin). Technologie de pose de réseau d'eau sous pression . ETSHER/DE/E & A.
- PN-AEPA. (Février 2011). Rapport sectoriel régional bilan annuel au 31 Décembre 2010 de la région des Hauts Bassins. 21 Pages.
- ZOUNGRANA, D. (2008, Juin). Cours d'approvisionnement en eau potable. 121 pages.

X- ANNEXES

01	Devis quantitatif et estimatif du projet
02	Plan du réseau de l'AEPS
03	Profil en long type d'une conduite
04	Profil en travers type d'une conduite
05	Coupe type du réservoir
06	Coupe type de tête de forage
07	Résultat de la simulation Epanet de la distribution
08	Carnet des nœuds
09	Différents plans du projet
10	Butée en béton au nœud n°2

ANNEXE1 : Devis quantitatif et estimatif du projet et des mesures d'atténuation

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
I	INSTALLATION DE CHANTIER - FRAIS GENERAUX				3 800 000
I.1	Installation et repli de chantier	FF	1	3 000 000	3 000 000
I.2	Etudes techniques d'exécution (plans d'exécution des ouvrages)	FF	1	400 000	400 000
I.3	Etablissement de plans de recollement des ouvrages exécutés	FF	1	400 000	400 000
	SOUS TOTAL I				3 800 000
II	FORUNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION				42 552 000
II.1	Construction de la tête de forage	FF	1	400 000	400 000
II.2	Conduite de refoulement				
II.2.1	Fourniture et pose de conduite de refoulement DE 110 PN 16, y compris fouille pour tout type de terrain, fourniture et pose de lit de sable, grillage avertisseur bleu, pièces spéciales en PVC, remblai et toutes sujétions	ML	4628	9 000	41 652 000
II.3	Station de pompage				

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
II.3.1	Fourniture et pose d'une électropompe immergée triphasée Q= 23.5 m³/h, HMT= 135 m (minimum), y compris essais de marche et câble de sécurité en acier inoxydable et Fourniture, pose et raccordement d'équipements hydromécaniques (ventouse, coudes, raccords union M/F, bride ronde fileté, compteur, clapet AR, manomètre, pressostat, filtre, vanne, robinet de prise, ...) sur la tête de forage y compris butée et support.	U	1	500 000	500 000
	SOUS TOTAL II				42 552 000
III	CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DE CHÂTEAU D'EAU				22 150 000
III.1	Aménagement de terrain, fourniture et pose de grillage de clôture, suivant plans.	FF	1	700 000	700 000
III.2	Etudes géotechniques pour fondation du château d'eau	FF	1	800 000	800 000
III.3	Fourniture et pose d'un château métallique de 60m³, hauteur sous radier : 0 m, y compris différentes colonnes (alimentation, distribution, vidange et trop plein, ...), système de by-pass et échelle dont les deux mètres les plus bas amovibles, suivant plans.	U	1	20 000 000	20 000 000
III.4	Construction d'un regard pour by-pass	FF	1	250 000	250 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
III.5	Raccordement aux réseaux de distribution et d'adduction en PVC par des pièces spéciales en fonte	FF	1	200 000	200 000
III.6	Fourniture et pose d'un système de chloration (diffuse pastilles aux dérivés chlorés)	FF	1	100 000	100 000
III.7	Fourniture et pose de matériel de comptage et divers	FF	1	100 000	100 000
	SOUS TOTAL III				22 150 000
IV	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION				62 056 500
IV.1	Fourniture et pose de conduite y compris fouille pour tout type de terrain, fourniture et pose de lit de sable, grillage avertisseur bleu, pièces spéciales en PVC, remblai et toutes sujétions				
IV.1.1	- Conduite PVC DN 225 PN 16	ML	224	9 500	7 077 500
IV.1.2	- Conduite PVC DN 200 PN 16	ML	564	8 000	7 776 000
IV.1.3	- Conduite PVC DN 160 PN 16	ML	972	7 500	16 410 000
IV.1.4	- Conduite PVC DN 110 PN 16	ML	3 765	6 000	2 358 000
IV.1.5	- Conduite PVC DN 90 PN 16	ML	446	5 500	2 717 000
IV.1.6	- Conduite PVC DN 75 PN 16	ML	633	5 000	14 080 000
IV.1.7	- Conduite PVC DN 63 PN 16	ML	3 187	4 500	783 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
IV.1.8	Fourniture et pose de conduite Galva DN 125 ou 110 servant de fourreau, traversée de route et remise en état.	ML	15	15 000	225 000
IV.2	Accessoires sur réseau : robinets vannes, ventouses et vidanges y compris pièces spéciales de raccordement au PVC				
IV.2.1	Robinet vanne DN 225, y compris accessoires	U	2	350 000	700 000
IV.2.2	Robinet vanne DN 200, y compris accessoires	U	2	325 000	650 000
IV.2.3	Robinet vanne DN 160, y compris accessoires	U	2	300 000	600 000
IV.2.4	Robinet vanne DN 140, y compris accessoires	U	2	275 000	550 000
IV.2.5	Robinet vanne DN 125, y compris accessoires	U	1	275 000	275 000
IV.2.6	Robinet vanne DN 90, y compris accessoires	U	2	250 000	500 000
IV.2.7	Robinet vanne DN 75, y compris accessoires	U	5	225 000	1 125 000
IV.2.8	Robinet vanne DN 50, y compris accessoires	U	2	200 000	400 000
IV.2.9	Fourniture et pose de bouches à clef pour robinets vannes (tabernacle, tube allonge, tête de bouche et carré de béton).	U	18	50 000	900 000
IV.2.10	Fourniture et pose de clé à béquilles pour vannes enterrées	U	18	10 000	180 000
IV.2.11	Fourniture et pose de ventouse sur PVC 110 y compris accessoires (raccord...) et exécution des regards	U	1	750 000	750 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
IV.2.12	Fourniture et pose de vidanges sur PVC 90 y compris accessoires (raccord...) et exécution des regards	U	8	500 000	4 000 000
	SOUS TOTAL IV				62 056 500
V.	OUVRAGES ANNEXES ET PRESTATIONS DIVERSES				38 530 000
V.1	Aménagement de terrain, construction d'un mur de clôture (30*30) des locaux d'exploitation, suivant plans	U	1	4 000 000	4 000 000
V.2	Construction du bâtiment bureau/Magasin + local gardien, suivant plans	U	1	4 000 000	4 000 000
V.3	Construction du local groupe électrogène suivant plans	U	1	4 500 000	4 500 000
V.4	Construction du local équipements solaires suivant plans	U	1	4 000 000	4 000 000
V.5	Construction d'un complexe latrine/douche conformément aux plans	U	1	2 500 000	2 500 000
V.6	Construction et branchement de bornes fontaines à 3 robinets, fourniture et pose de hangar y compris l'ensemble de la tuyauterie, pièces de raccords, compteur, vanne et robinetterie, massif en béton, puits perdu (cf. plan), prise en charge sur la conduite de distribution et toutes sujétions.	U	15	800 000	12 000 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
V.7	Branchement particulier y compris fourniture et pose de la canalisation du branchement (50 m), du compteur, du robinet de prise en charge, de puisage et toutes sujétions.	U	50	100 000	5 000 000
V.8	Construction et branchement d'abreuvoirs à 1 robinet (en béton armé), fourniture et pose de hangar y compris l'ensemble de la tuyauterie, pièces de raccords, compteur, vanne et robinetterie, massif en béton, (cf. plan), prise en charge sur la conduite de distribution et toutes sujétions.	U	3	500 000	1 500 000
V.9	Exécution et pose de borne de repérage pour les canalisations du réseau (distribution et refoulement).	U	35	10 000	350 000
V.10	Fournitures de pièces de rechange pour l'entretien du réseau	FF	1	300 000	300 000
V.11	Fourniture de pièces de rechange pour l'entretien électromécanique	FF	1	150 000	150 000
V.12	Confection et pose de plaques d'immatriculation pour bornes fontaines et abreuvoirs	U	10	15 000	150 000
V.13	Confection et pose de plaques de renseignements pour forage et château d'eau (Données institutionnelles du projet + Données techniques de l'ouvrage correspondant)	U	4	20 000	80 000
	SOUS TOTAL V				38 530 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
VI.	ESSAIE ET AUTRES				31 846 800
VI.1	Epreuves de débit de conduites et essai partiel et général du réseau.	ML	14419	1 000	14 419 000
VI.2	Essai d'étanchéité du château.	FF	1	125 000	125 000
VI.3	Rinçage et désinfection du réseau.	ML	14419	1 200	17 302 800
	SOUS TOTAL VI				31 846 800
VII.	EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE ET SOURCE D'ENERGIE				42 286 500
VII.1	SOURCE D'ALIMENTATION				
VII.1.1	Générateur PV				
VII.1.1.1	Structure pour générateur solaire PV conforme au descriptif et toutes sujétions	Ens	1	550 000	550 000
VII.1.1.2	Module Solaire 260WC/24V	U	81	200 000	16 200 000
VII.1.1.3	Régulateur de tension 45A /48V	U	6	100 000	600 000
VII.1.1.4	Liaison Générateur PV-Boite de connexion (par câble U1000RO2V 2X6 mm2 minimum) conformément au descriptif et toutes sujétion	Ens	1	300 000	300 000
VII.1.1.5	Boite de connexion conforme au descriptif et toutes sujétions	Ens	1	300 000	300 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
VII.1.1.6	Liaisons Boîtes de connexions - Onduleur (par câble U1000RO2V 2X16 mm2 minimum) conformément au descriptif et toutes sujétions	Ens	1	800 000	800 000
VII.1.1.7	Mise à la terre des Structure métalliques $R < 2$ ohms et équipotentialité des masses	Ens	1	300 000	300 000
VII.1.1.8	Toutes sujétions et oublis à spécifier	FF	1	250 000	250 000
VII.1.1.9	Accessoires de pose	FF	1	100 000	100 000
	Sous total VII.1.1				19 400 000
VII.1.2	Groupe Electrogène				
	Fourniture et pose de:				
VII.1.2.1	Groupe électrogène 24 kVA compact capoté insonorisé y compris Inverseur N/S conforme au descriptif et toute sujétions	Ens	1	17 000 000	17 000 000
VII.1.2.2	Raccordement divers, essais et mise en route et toutes sujétions	Ens	1	40 000	40 000
VII.1.2.3	Raccordement de réservoirs de 130 000 litres conformément au descriptif (et toute sujétion)	ml	1	1 000 000	1 000 000
VII.1.2.4	Mise à la terre des masses métalliques $R < 20$ ohms	Ens	1	100 000	100 000
VII.1.2.5	Mise à la terre du neutre $R < 10$ ohms	Ens	1	100 000	100 000
VII.1.2.6	Matériels de sécurité comprenant extincteur à poudre 6 kg, bac à sable + pelle de projection	Ens	1	250 000	250 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
VII.1.2.7	Report du bouton d'arrêt d'urgence du groupe à l'extérieur du local	Ens	1	50 000	50 000
	Sous total VII.1.2				18 540 000
VII.2	EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE				
VII.2.1	Liaison Groupe Electrogène -Coffret de commande par un câble U1000 R02V de 5x6mm ² (sur chemin de câble) y comprise toute sujétion	ml	10	4 000	40 000
VII.2.2	Fourniture, pose et raccordement d'un Coffret de commande et de protection conforme au descriptif et toutes sujétions	Ens	1	2 500 000	2 500 000
VII.2.3	Fourniture, pose et raccordement d'un coffret étanche équipée de bornes de jonction pour le raccordement des câbles dans l'abri de la tête de forage , y comprise toute sujétion	U	1	350 000	350 000
VII.2.4	Liaison Coffret de commande - Boite de Raccordement posée dans l'abri tête de forage par câble électrique U1000 R02V de 4x6mm ² enterré sous PVC et signalé par grillage avertisseur y comprise toute sujétion	ml	35	4 000	140 000
VII.2.5	Liaison Coffret de Protection et boite de raccordement dans l'abri tête de forage par câble U1000 R02V de 5x2,5mm ² y compris toutes sujétions pour l'asservissement de l'électropompe	ml	35	3 000	105 000

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
VII.2.6	Liaison Pressostat-Boîte de raccordement dans l'abri tête de forage par câble U1000 R02V de 3x1,5mm ² pour l'asservissement surpression de l'électropompe y comprise toute sujétion	ml	5	1 500	7 500
VII.2.7	Câble électrique à immersion permanente de 4x4mm ² pour l'alimentation de l'électropompe à partir de la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y comprise toute sujétion	ml	45	4 000	180 000
VII.2.8	Câbles d'électrodes de niveau à immersion permanente de 1x1,5mm ² pour raccordement des électrodes dans le forage à la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage y comprise toute sujétion	ml	150	2 500	375 000
VII.2.9	Fourniture, pose et raccordement de sonde de détection de niveau	U	3	45 000	135 000
VII.2.10	Autres sujétions et oublis à spécifier	Ens	1	250 000	250 000
VII.2.11	filerie, fourreautage et toutes sujétion pour la réalisation de l'installation électrique des locaux techniques	Ens	1	150 000	150 000
VII.2.12	Réglette étanche 1x36W	U	2	25 000	50 000
VII.2.13	Réglette standard de 36 W	U	4	10 000	40 000

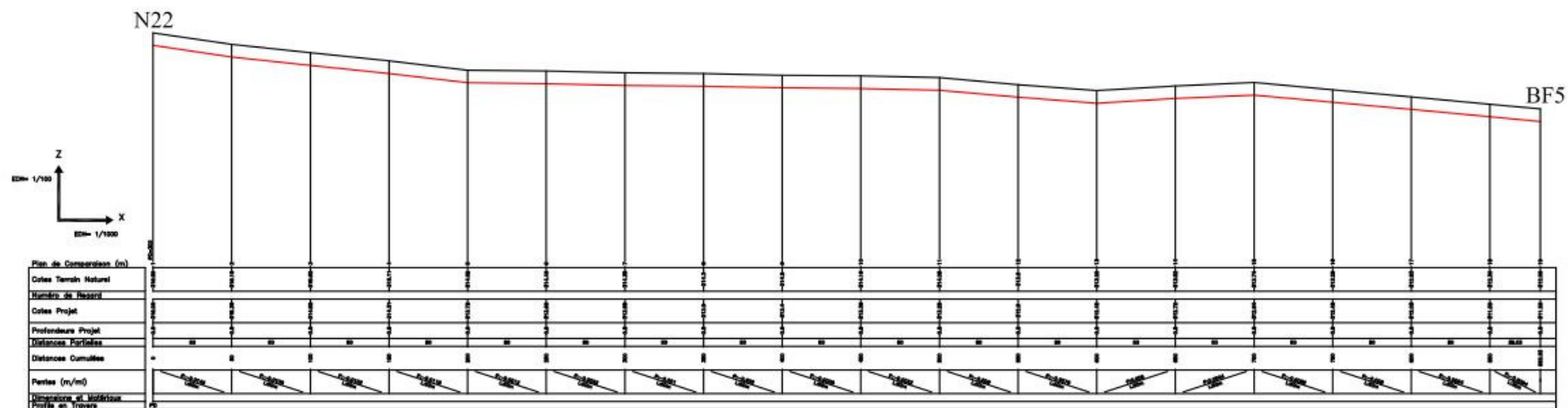
N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT TOTAL (F CFA)
VII.2.14	Interrupteur SA étanche	U	2	5 500	11 000
VII.2.15	Interrupteur DA étanche	U	2	6 500	13 000
	Sous total VII.2				4 346 500
	SOUS TOTAL VII				42 286 500
VIII.	FORMATION & SUIVI				5 000 000
VIII.1	Formation des responsables d'exploitation et leur suivi pendant la période de garantie (cf. CCTP)	FF	1	5 000 000	5 000 000
	SOUS TOTAL VIII				5 000 000
IX.	MESURES D'ATTENUATION DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENT ET LE SOCIAL				3 820 000
IX.1	Reboisements compensatoire	plants	2500	1 000	2 500 000
IX.2	Animation/ sensibilisation sur les maladies hydriques et des MST-IST	séances	1	300 000	300 000
IX.3	Couloirs d'accès aux abreuvoirs	km	12	35 000	420 000
IX.4	Suivi des plantations d'arbres	campagne	2	300 000	600 000
	SOUS TOTAL IX				3 820 000
TOTAL HT-HD					252 041 800
TOTAL TTC					297 409 324

Coût des mesures d'atténuation des impacts du projet

Mesures	Unités	Quantité	CU (FCFA)	Montants (FCFA)
1. Mesures d'atténuation et de bonification				
Reboisements compensatoire	plants	2500	1 000	2 500 000
Animation/ sensibilisation sur les maladies hydriques et des MST-IST	séances	1	300 000	300 000
Couloirs d'accès aux abreuvoirs	km	12	35 000	420 000
Sous-total 1				3 220 000
2. Suivi et surveillance				
Suivi des plantations d'arbres	campagne	2	300 000	600 000
Sous-total 2				600 000
TOTAL GENERAL = sous totaux (1+2)				3 820 000

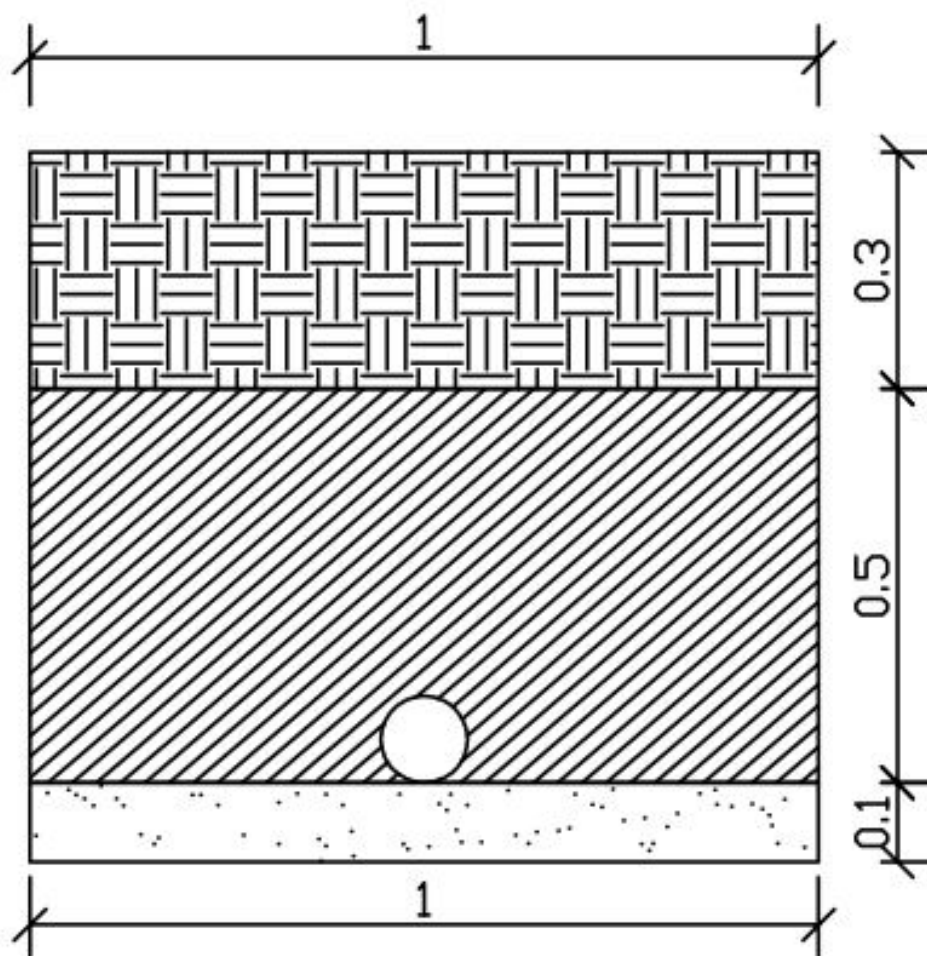
ANNEXE 2 : Plan du réseau de l'AEPS

ANNEXE 3 : Profil en long type d'une conduite

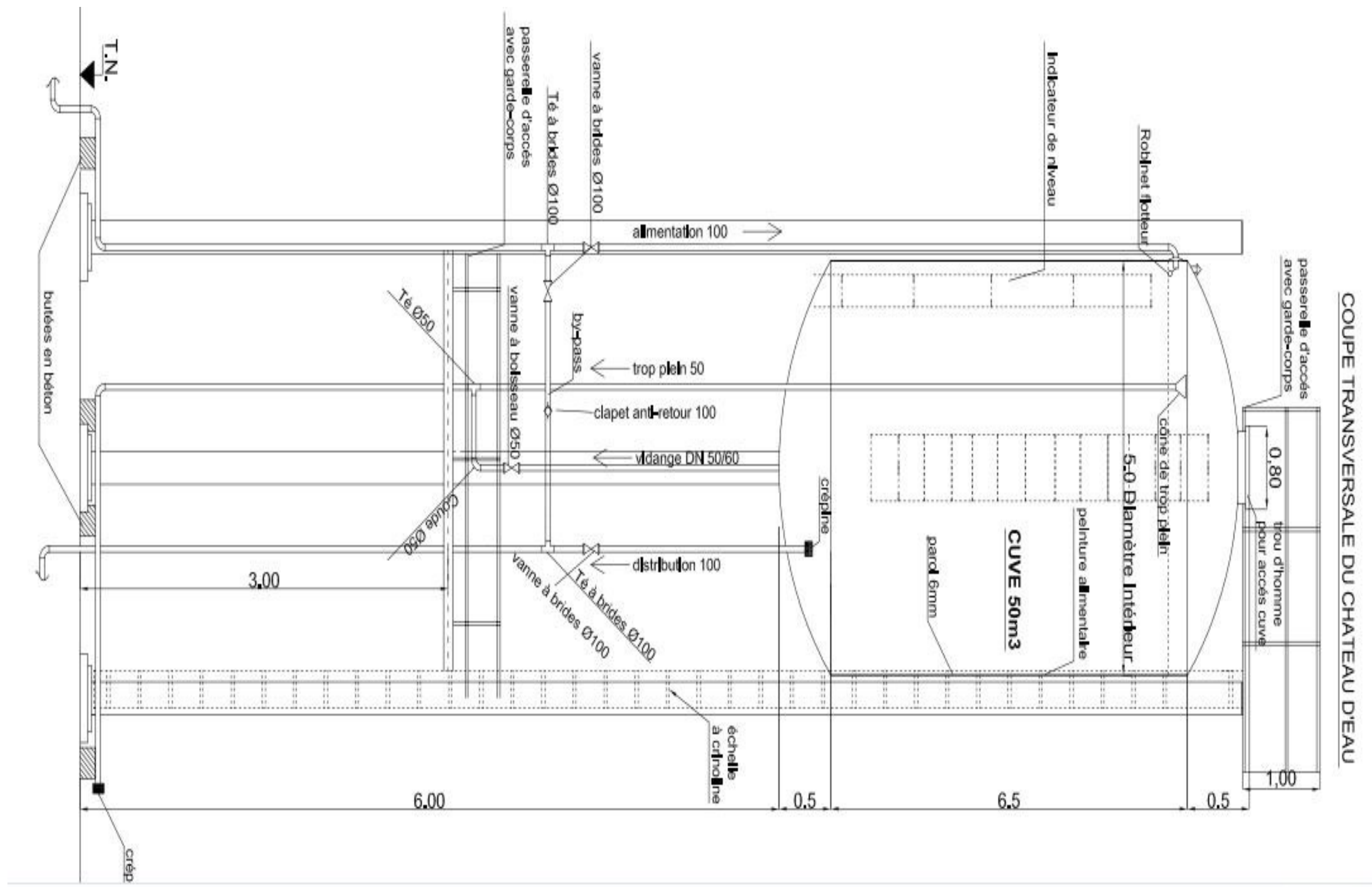


ANNEXE 4 : Profil en travers type d'une conduite

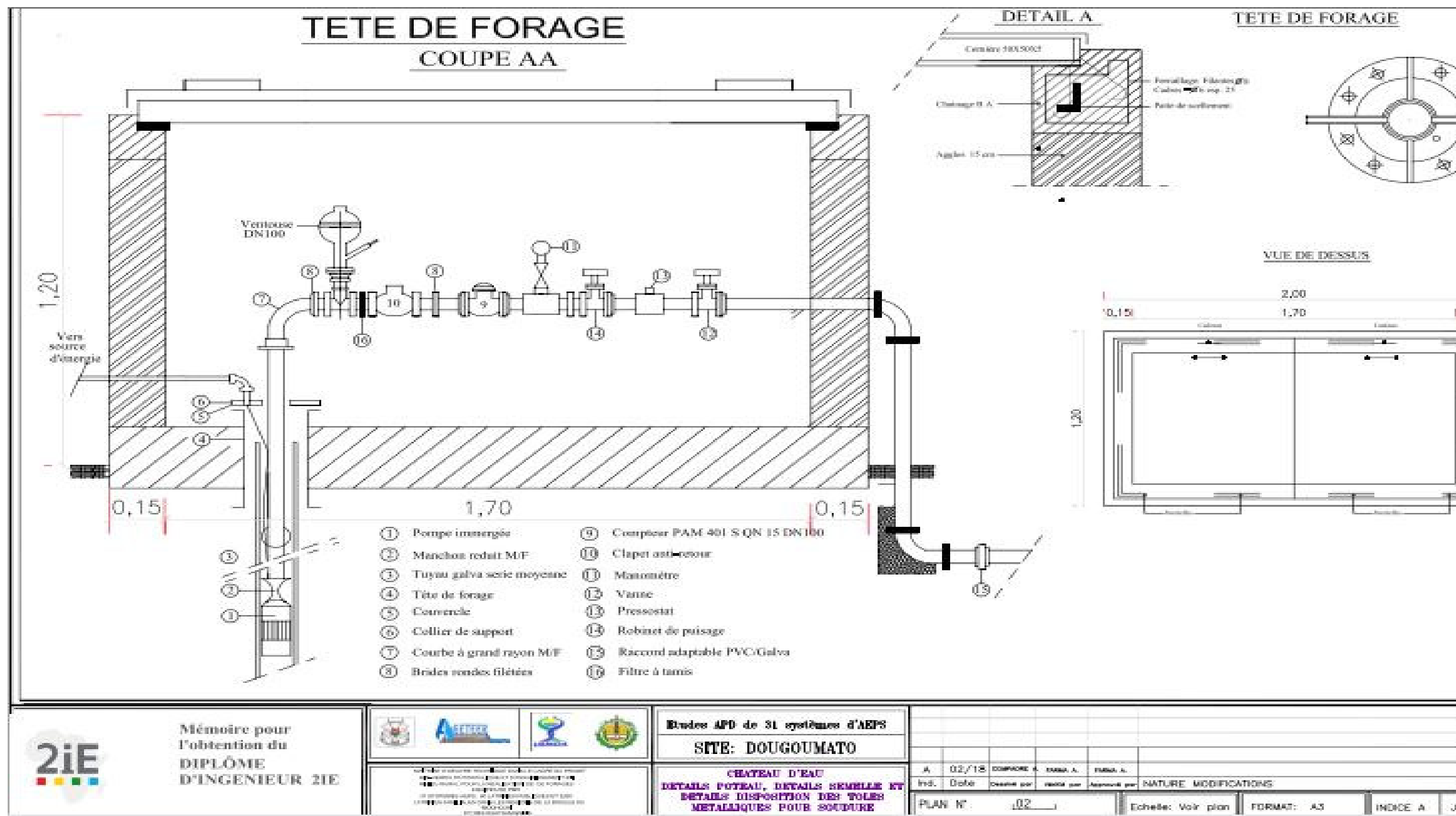
Profil en travers de la conduite entre les nœuds 31 et 32



ANNEXE 5 : Coupe transversale du réservoir



ANNEXE 6 : Coupe de la tête du forage

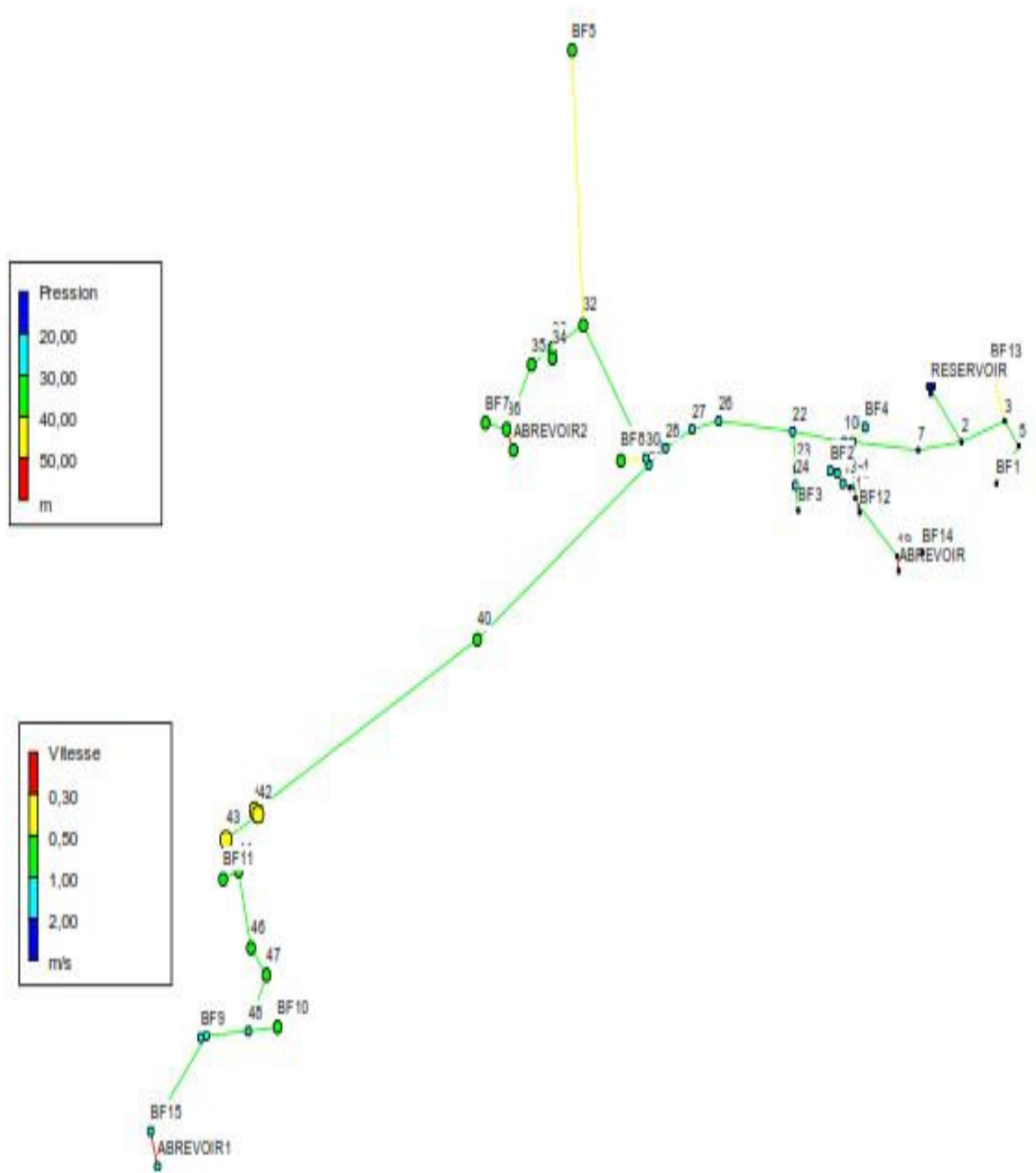


ANNEXE 7 : Résultats simulation Epanet

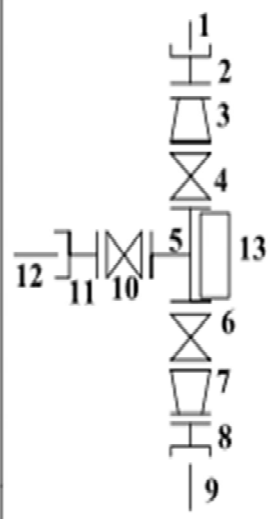
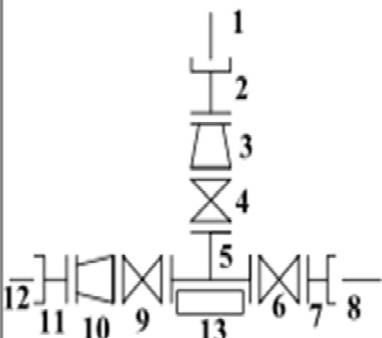
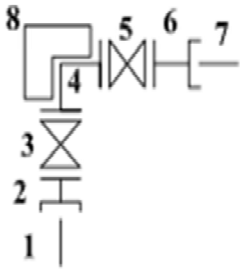
RESULTATS SIMULTATION EPANET

ID Arc	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Observations
Tuyau 1	224,14	225	24,95	0,63	Bonne Vitesse
Tuyau 2	223,32	75	3,12	0,71	Bonne Vitesse
Tuyau 3	189,9	63	1,5	0,48	Bonne Vitesse
Tuyau 4	102,18	63	1,62	0,52	Bonne Vitesse
Tuyau 5	156,8	63	1,62	0,52	Bonne Vitesse
Tuyau 6	210,07	200	21,83	0,69	Bonne Vitesse
Tuyau 7	310,81	200	21,83	0,69	Bonne Vitesse
Tuyau 8	76,63	63	1,5	0,48	Bonne Vitesse
Tuyau 9	43,08	200	20,33	0,65	Bonne Vitesse
Tuyau 10	153,83	110	5,12	0,54	Bonne Vitesse
Tuyau 11	33,03	63	1,53	0,49	Bonne Vitesse
Tuyau 12	35,28	63	1,53	0,49	Bonne Vitesse
Tuyau 13	38,38	63	1,53	0,49	Bonne Vitesse
Tuyau 14	34,12	63	1,53	0,49	Bonne Vitesse
Tuyau 15	41,21	90	3,59	0,56	Bonne Vitesse
Tuyau 16	34,87	90	3,59	0,56	Bonne Vitesse
Tuyau 17	19,87	63	1,5	0,48	Bonne Vitesse
Tuyau 18	239,83	63	2,09	0,67	Bonne Vitesse
Tuyau 19	120,96	63	1,59	0,51	Bonne Vitesse
Tuyau 20	49,42	63	1,5	0,43	Bonne Vitesse
Tuyau 21	250,76	160	15,21	0,76	Bonne Vitesse
Tuyau 22	118,47	63	1,56	0,5	Bonne Vitesse
Tuyau 23	57,45	63	1,56	0,5	Bonne Vitesse
Tuyau 24	81,21	63	1,56	0,5	Bonne Vitesse
Tuyau 25	354,84	160	13,65	0,68	Bonne Vitesse
Tuyau 26	130,41	160	13,65	0,68	Bonne Vitesse
Tuyau 27	137,16	160	13,65	0,68	Bonne Vitesse
Tuyau 28	99,42	160	13,65	0,68	Bonne Vitesse
Tuyau 29	24,42	110	6,6	0,69	Bonne Vitesse
Tuyau 30	118,7	63	1,5	0,48	Bonne Vitesse
Tuyau 31	525,13	110	5,1	0,54	Bonne Vitesse
Tuyau 32	167,52	90	3,6	0,57	Bonne Vitesse
Tuyau 33	31,84	63	1,52	0,49	Bonne Vitesse

ID Arc	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Observations
Tuyau 34	115,22	63	2,08	0,67	Bonne Vitesse
Tuyau 35	237,75	63	2,08	0,67	Bonne Vitesse
Tuyau 36	101,04	63	1,58	0,51	Bonne Vitesse
Tuyau 37	77,59	63	1,5	0,43	Bonne Vitesse
Tuyau 38	882,03	63	1,5	0,48	Bonne Vitesse
Tuyau 39	997,69	110	7,05	0,74	Bonne Vitesse
Tuyau 40	1189,95	110	7,05	0,74	Bonne Vitesse
Tuyau 43	115,21	110	7,05	0,74	Bonne Vitesse
Tuyau 44	83,58	63	1,61	0,52	Bonne Vitesse
Tuyau 45	256,87	110	5,44	0,57	Bonne Vitesse
Tuyau 46	116,96	110	5,44	0,57	Bonne Vitesse
Tuyau 47	195,3	110	5,44	0,57	Bonne Vitesse
Tuyau 48	141,98	63	1,61	0,52	Bonne Vitesse
Tuyau 49	201,3	90	3,83	0,6	Bonne Vitesse
Tuyau 50	27,23	63	1,52	0,49	Bonne Vitesse
Tuyau 51	410,36	75	2,31	0,52	Bonne Vitesse
Tuyau 52	118,32	63	1,5	0,43	Bonne Vitesse
Tuyau 41	171,02	110	7,05	0,74	Bonne Vitesse
Tuyau 42	18,61	110	7,05	0,74	Bonne Vitesse

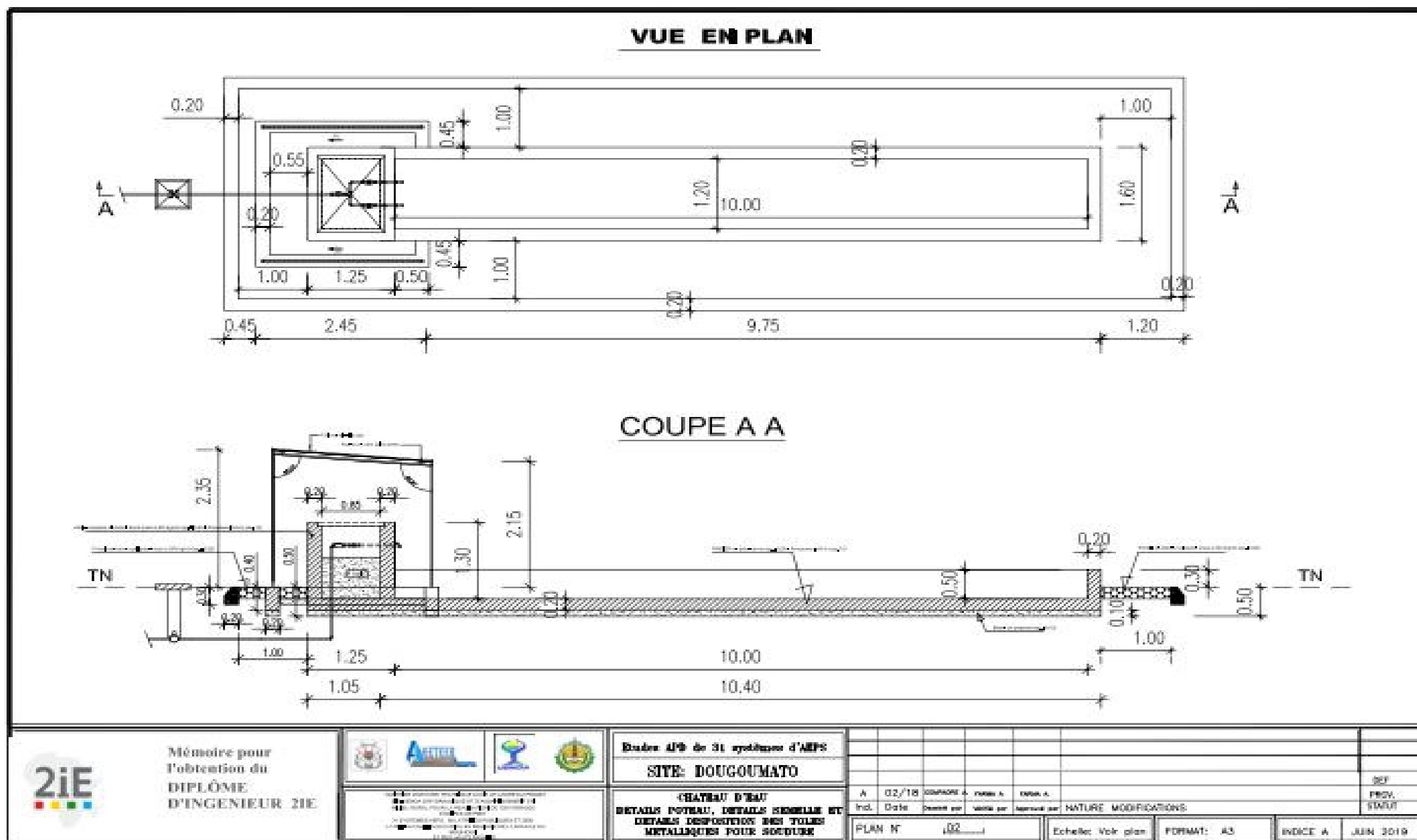


ANNEXE 8 : Carnet des nœuds

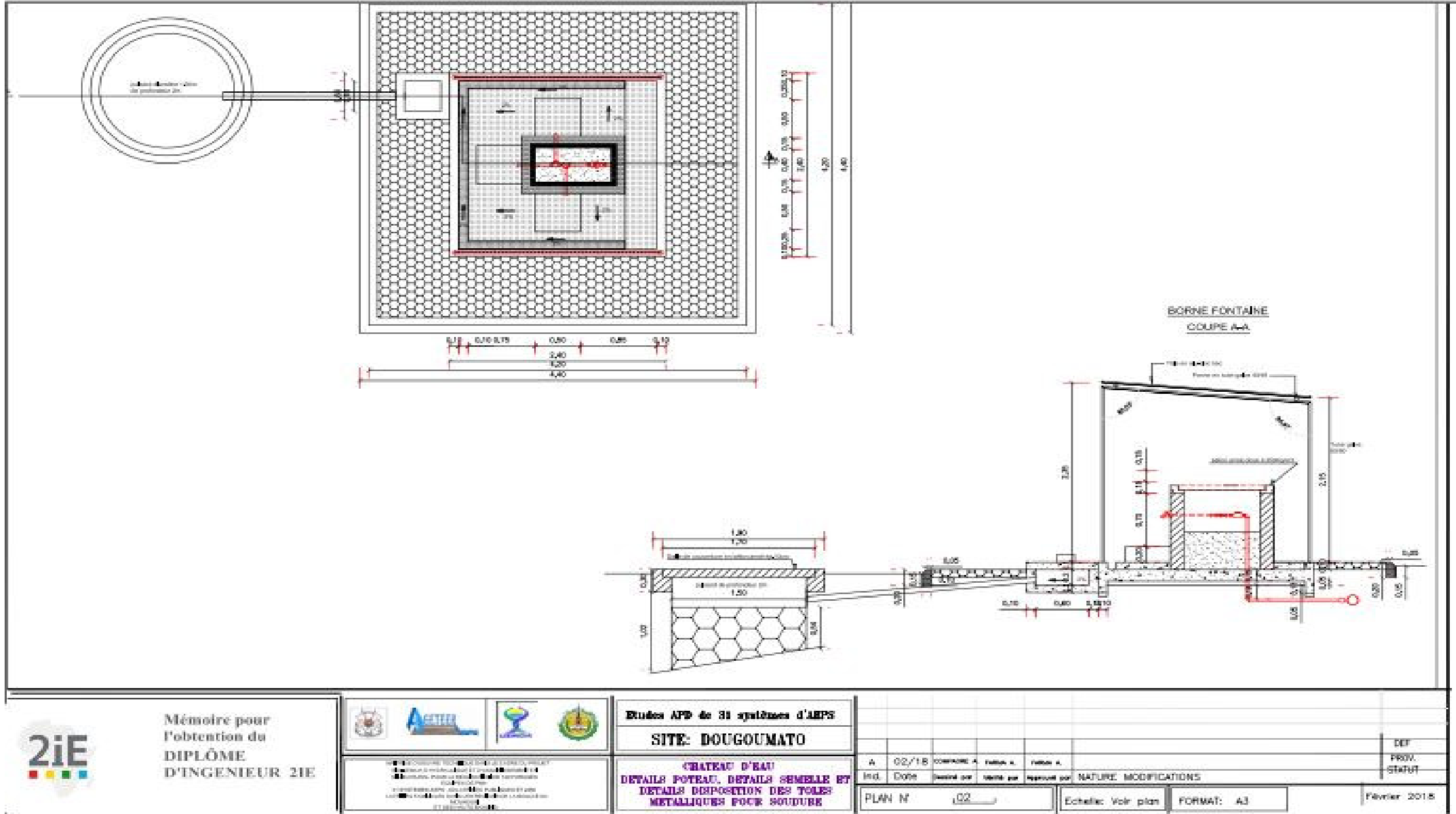
Désignation	schéma	Numéro	Denomination/Références
N°2		1 ET 9	PN16 PVC DN 63
		2 ET 8	ADAPTEUR BRIDE DN 63
		3 ET 7	REDUCTEUR FONTE 2B DN75/63
		4 ET 6	ROBINET VANNE A OPERCUTE METALLIQUE DN 63
		5	TE EN FONTE 3B DN75
		10	ROBINET VANNE A OPERCUTE METALLIQUE DN 75
		11	ADAPTEUR A BRIDE DN 75
		12	PN16 PVC DN 75
		13	BUTEE EN BETON
N°20		1 ET 12	PN16 PVC DN 110
		2 ET 11	ADAPTEUR BRIDE DN 110
		3 ET 10	REDUCTEUR FONTE 2B DN160/110
		4 ET 9	ROBINET VANNE A OPERCUTE METALLIQUE DN 110
		5	TE EN FONTE 3B DN160
		6	ROBINET VANNE A OPERCUTE METALLIQUE DN 160
		7	ADAPTEUR BRIDE DN 160
		8	PN16 PVC DN 160
		13	BUTEE EN BETON
N°29		1 ET 7	PN16 PVC DN 110
		2 ET 6	ADAPTEUR BRIDE DN 110
		3 ET 5	ROBINET VANNE A OPERCUTE METALLIQUE DN 110
		4	COUDE FONTE A BRIDE 90° DN 110
		8	BUTEE EN BETON

ANNEXE 9 : Différents croquis pour le projet

Coupe de l'abreuvoir



Borne fontaine



ANNEXE 10 : Butée en béton au nœud n°2

