



MINISTRE DE L'ENVIRONNEMENT,
DE L'EAU, ET DE L'ASSAINISSEMENT

SECRETARIAT GENERAL

DIRECTION GENERALE
DE L'EAU POTABLE

**ÉTUDE TECHNIQUE D'IMPLANTATION DE FORAGES, DE CONCEPTION ET
DE DIMENSIONNEMENT D'UN SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE DANS LA LOCALITE DE KIERMA, COMMUNE DE KOMBISSIRI,
REGION DU CENTRE-SUD AU BURKINA FASO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE : GENIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET AMENAGEMENTS
HYDRO-AGRICOLES(GEAAH)

Présenté et soutenu publiquement le 19 juillet 2025 par

Ragnim Wendé Jeannine BINGO (20200291)

Directeur de mémoire : Dr Angelbert Chabi BIAOU Enseignant-chercheur en Hydraulique
Générale et Appliquée/Hydrogéologie

Encadrant 2iE : Dr Moussa Diagne FAYE, Maitre-Assistant (CAMES), Enseignant-
chercheur en Hydraulique/Hydrogéologie.

Maître de stage : M. Adama ZOMBRÉ, Ingénieur du Génie Rural (DGEP)

Structure d'accueil de la stagiaire : Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP)/ Ministère
de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement

Jury d'évaluation du stage :

Dr Lawani Adjadi MOUNIROU (Président de jury)

Dr Sayoba KAFANDO (Examineur)

M. Younoussa GAMSORE (Examineur)

Promotion [2024-2025]

DEDICACE

À mon mari ;

À ma belle-famille À mes parents ;

À ma sœur jumelle ;

À tous ceux qui me sont chers ;

À ceux dont le soutien fidèle m'a portée à chaque instant de ce chemin.

Votre amour, vos sacrifices silencieux et votre bienveillance ont nourri ma force. Vous êtes présents dans chacune de ces pages, dans chaque mot écrit avec le cœur. Ce mémoire est le reflet de mon parcours, tissé de doutes, d'efforts et d'espérances.

Je leur dédie ce mémoire.

REMERCIEMENTS

Ce travail n'aurait pu être réalisé sans les divers efforts que plusieurs personnes morales ou physiques n'ont cessé de déployer à mon égard. Ainsi qu'il me soit permis d'exprimer mes sincères remerciements et de leur témoigner ma gratitude, particulièrement :

- ✓ à tout le personnel de l'Institut 2iE et particulièrement au corps enseignant pour les enseignements de qualité dispensés durant ma formation. Grâce à vous, j'ai acquis les compétences nécessaires pour affronter les défis de ce travail et du monde professionnel ;
- ✓ au Dr. Harinaivo ANDERSON ANDRIANISA, Maître de conférences (MC), Enseignant-chercheur en Eau et Assainissement Urbain et Chef de département ;
- ✓ Au Dr. Moussa Diagne FAYE, Maître-Assistant (CAMES), Enseignant chercheur à l'institut 2iE, pour son suivi, ses conseils et sa disponibilité tout au long de ce travail. Son accompagnement m'a beaucoup aidée à avancer et à mieux organiser mes idées ;
- ✓ à tout le personnel de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) du Ministère de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement pour l'accueil, les échanges enrichissants, le soutien logistique et les données mises à ma disposition lors de mon stage ;
- ✓ à M. Adama ZOMBRE, mon maître de stage pour sa disponibilité, ses conseils avisés, sa rigueur et son accompagnement constant tout au long de ce travail ;
- ✓ à ma promotion 2iE avec qui nous avons partagé cette belle expérience durant ces cinq années ensemble ;
- ✓ à toutes celles et ceux qui m'ont inspiré, soutenu ou encouragé à un moment ou un autre de ce parcours.

À tous, infiniment merci !

RESUME

Kierma, un village de la commune rurale de Kombissiri, dans la région du Centre-Sud est particulièrement touché par la pénurie d'eau et l'augmentation des personnes déplacées internes. L'accès à l'eau potable y était alors assuré à **75,7 %** et des efforts devraient être fait afin d'apporter une sécurité en approvisionnement en eau potable pour l'ensemble de la commune. C'est dans ce contexte qu'une étude de faisabilité a été menée pour la mise en place d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) pour la localité de Kierma. Le projet a été dimensionné pour une population projetée de **3303 habitants** à l'horizon 2050 avec pour objectif de couvrir les besoins de **90 %** de cette population dont 80 % en 2030. La demande en eau quotidienne est estimée à **100 m³/jour**, basée sur des consommations spécifiques de **20 litres** par jour et par habitant pour les bornes fontaines, et de **25 litres** par jour et par habitant pour les branchements privés. Pour cela un forage qui débite minimum **5 m³/h** et un deuxième à partir de 2038 pour assurer simultanément l'approvisionnement doivent être réalisés à l'horizon du projet. L'eau est refoulée sur **2574 ml**, grâce à une pompe immergée de type **Grundfos SP 5A-21** à une hauteur manométrique totale de **77 m**, vers un château d'eau métallique de **40 m³** installé avec une hauteur sous radier de **10 m**. L'alimentation énergétique du système repose principalement sur des panneaux solaires, appuyés par un groupe électrogène de **10 kVA**. La conduite de refoulement d'un diamètre de **90 mm** est en **PEHD PN 16**. Le réseau de distribution, d'un linéaire total de **15657 ml**, est conçu en ramification afin de s'adapter à la configuration spatiale du village. La conduite de distribution, comprend 10 bornes fontaines, chacun équipé de 03 robinets avec un débit de **0,25 l/s** et de 331 branchements privés pour une projection future à l'horizon du projet. La conduite de distribution, constituée de tubes en **PEHD PN10**, présente des diamètres de **63 à 110 mm** selon les tronçons. Le coût global de réalisation du projet est évalué à **356 838 832 F CFA** toutes taxes comprises. La gestion de l'infrastructure sera confiée à un opérateur privé (fermier) sous contrat d'affermage.

MOTS CLES :

- 1-Alimentation en eau potable simplifiée ;
- 2-Contrat d'affermage ;
- 3-Dimensionnement ;
- 4-Kierma ;
- 5-Réseau ramifié.

ABSTRACT

Kierma, a village in the rural commune of Kombissiri in the south center region, has been particularly hard hit by the water shortage and the increase in the number of displaced persons. At the time, **75,7%** of the village's population had access to drinking water, and efforts must be made to ensure a secure supply for the entire commune. It was against this backdrop that a feasibility study was carried out to set up a Simplified Drinking Water supply system for the village of Kierma. The project was designed for a projected population of **3,303** inhabitants by **2050**, with the aim of covering the needs of **90%** of this population, 80% by 2030. Daily water demand is estimated at **100 m³/day**, based on specific consumption of **20 liters** per day per inhabitant for standpipes, and **25 liters** per day per inhabitant for private connections. To achieve this, a borehole with a minimum flow rate of **5 m³/h** will have to be drilled until 2038, and a second borehole will have to be drilled to ensure a simultaneous supply until 2050. A **Grundfos SP 5A-21** submersible pump will deliver **2,574 m** of water, at a total head of **77 m**, to a **40 m³** metal water tower installed at a height of **10 m** below grand level. The system will be powered mainly by solar panels, backed up by a **10 kVA** generator. The **90 mm** diameter delivery pipe will be made of **HDPE PN16**. The distribution network, with a total length of **15,657 ml**, will be designed as a branch to adapt to the spatial configuration of the village. The distribution line will include 10 standpipes, each equipped with 03 tips with a flow rate of **0.25 l/s** and **331** private connections sized for the project horizon will be incorporated. The distribution pipe made of **HDPE PN10**, will have diameters ranging from **63** to **110 mm** depending on the section. The overall cost of the project is estimated **356 838 832 F CFA** including all taxes. The management of the infrastructure will be entrusted to a private operator (farmer) under a leasing contract.

KEY WORDS:

- 1-Simplified drinking water supply;
- 2-Lease contract;
- 3-Detailed design;
- 4- Kierma;
- 5- Branched network.

SOMMAIRE

DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
SOMMAIRE	vi
SIGLES ET ABREVIATIONS	viii
LISTE DE FIGURES	ix
LISTE DE TABLEAUX	x
FICHE DU PROJET	xi
INTRODUCTION	1
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET LA ZONE D'ETUDE	3
I.1 PRESENTATION DE LA DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE (DGEP)	3
I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	5
II. PRESENTATION DU PROJET	13
II.1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION	13
II.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE	14
III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION DU PROJET	15
III.1. MATÉRIELS ET LOGICIELS	15
III.2. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET COLLECTE DE DONNÉES	15
III.3. ETAT DES LIEUX	15
III.4. ÉTUDE TECHNIQUE D'IMPLANTATION DE FORAGES	16
III.5. EVALUATION DES BESOINS EN EAU	19
III.6. LES DIFFERENTS SYSTEMES DU RESEAU	25
IV. ETUDE DE FAISABILITE DU SYSTEME D'AEP	40
IV.1. ETAT DE LIEUX DES OUVRAGES D'AEP EXISTANT	40
IV.2. ÉTUDE HYDROGEOLOGIQUE	41
IV.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'AEP	43

IV.3.1. ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU DES HABITANTS DE KIERMA.....	43
IV.3.2. TAUX DE CROISSANCE DE LA POPULATION DE KIERMA.....	45
IV.3.3. POPULATION DESSERVIE A L'ECHEANCE DU PROJET	45
IV.3.4. BESOINS EN EAU POTABLE DE LA POPULATION À DESSERVIR.....	45
IV.3.5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT.....	46
IV.4. DIMENSIONNEMENT DES SOURCES D'ENERGIE	51
IV.4.1. CHAMP PHOTOVOLTAÏQUE	51
IV.4.2. DIMENSIONNEMENT DE L'ONDULEUR	53
IV.4.3. DIMENSIONNEMENT DU GROUPE ELECTROGENE.....	53
IV.5. DIMENSIONNEMENT DU RÉSERVOIR.....	54
IV.5.1 DIMENSIONNEMENT DU VOLUME DU RÉSERVOIR.....	54
IV.5.2. TRAITEMENT DE L'EAU	54
IV.6. RÉSEAU DE DISTRIBUTION.....	55
IV.7. RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES RESEAUX.....	60
V. MODE DE GESTION DU SYSTÈME D'APPROVISIONEMENT EN EAU POTABLE	60
VI. EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX DU PROJET	60
VII. ANALYSE FINANCIERE DU PROJET.....	62
VII.1. EVALUATION DU COUT DU PROJET.....	62
VII.2. ANALYSE FINANCIERE.....	63
CONCLUSION ET RECOMMANDATION.....	65
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	67
ANNEXES	69

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AEP	Approvisionnement en Eau Potable
AEPS	Approvisionnement en Eau Potable Simplifié
APD	Avant-Projet Détaillé
BF	Borne Fontaine
BP	Branchement Privé
BSh	Climat semi-aride chaud
CSPS	Centre de Santé et de Promotion Sociale
DGEP	Direction Générale de l'Eau Potable
DN	Diamètre Nominal
Hg	Hauteur Géométrique
HMT	Hauteur Manométrique totale
INOH	Inventaire des Ouvrages Hydrauliques
mCE	Mètre Colonne d'Eau
MEEA	Ministère de l'eau de l'Environnement et de l'Assainissement
ODD	Objectif de Développement Durable
OMS	Organisation Mondiale de la Santé
CSPS	Centre de Santé et de Promotion Sociale
PCD	Plan Communautaire de Développement
PEA	Point d'Eau Autonome
PEHD	Polyéthylène haute densité
PGES	Plan de Gestion Environnemental et Social
PM	Puits Moderne
SE	Sondage électrique
PMH	Pompe à Motricité Humaine
PN 10,16	Pression Nominale 10 bars, 16 bars
PN-AEP	Politique Nationale d'Alimentation en Eau Potable
PV	Photovoltaïque
PVC	Poly Chlorure de Vinyle
RGPH	Recensement General de la population et de l'habitat
TN	Terrain Naturel
VIP	Ventilated Improved Pit

LISTE DE FIGURES

Figure 1 : Organigramme de la DGEP (DGEP, 2023).....	4
Figure 2 : Situation géographique de Kierma (Kombissiri)	6
Figure 3 : Les différents types des sols de la commune de Kombissiri.....	7
Figure 4 : L'hydrographie de la commune de Kombissiri	9
Figure 5 : Dispositif Schlumberger	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6: Corrélation des Sondages électriques SE1 et SE2	43
Figure 7 : Point de fonctionnement de la pompe	Erreur ! Signet non défini.
Figure 8 : Réseau de distribution.....	59
Figure 9: Corrélation des profils géo-électriques	74

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1: Fiche du projet.....	xi
Tableau 2 : Effectif moyen du cheptel par ménage du village de Kierma.....	12
Tableau 3: Les coordonnées géographiques de l'école primaire	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 4 : Taux de desserte BF et BP	21
Tableau 5 : Coefficient de pointe horaire en fonction des habitants [11]	22
Tableau 6 : Conditions d'exploitations.....	33
Tableau 7: Répartition des ouvrages hydrauliques de Kierma [10]	40
Tableau 8 : Répartition des ouvrages hydrauliques de Kierma-centre	40
Tableau 9 : Hypothèses de dimensionnement	44
Tableau 10 : Projection et évaluation de la population à desservir	45
Tableau 11 : Récapitulatif des besoins en eau potable des populations à desservir en fonction des années	46
Tableau 12 : Débits du réseau d'adduction en fonction des années	47
Tableau 13 : Calcul du diamètre de la conduite d'adduction.....	48
Tableau 14 : Vérification du phénomène de coup de Bélier	49
Tableau 15 : Caractéristique des pompes.....	50
Tableau 16 : Caractéristiques du champ PV	52
Tableau 17 : Caractéristiques du module PV	52
Tableau 18 : Caractéristiques de l'onduleur hybride	53
Tableau 19 : Résultats du dimensionnement du groupe électrogène.....	53
Tableau 20 : Caractéristiques du réservoir.....	54
Tableau 21 : Résultats du traitement de l'eau	55
Tableau 22 : Réseau de distribution.....	56
Tableau 23 : Dimensions des fouilles	58
Tableau 24 : Estimation de coût du projet	63
Tableau 25 : Mode de gestion du système d'approvisionnement en eau potable	71
Tableau 26 : Situation des bornes fontaines.....	73
Tableau 27 : Tableau récapitulatif de l'étude	74
Tableau 28 : Devis du projet	75
Tableau 29: Rentabilité financière.....	82
Tableau 30 : Tableau d'amortissement	84
Tableau 31 : Amortissement de l'emprunt.....	85

FICHE DU PROJET

Tableau 1: Fiche du projet

Localisation au Burkina Faso	
Région/Province/commune/village	Centre-Sud /Bazega/Kombissiri/Kierma
Etude socio-économique	
Population de référence en 2019	2235 habitants
Taux d'accroissement de la population	1,27%
Population à l'horizon du projet 2050	3303 habitants
Taux de desserte de l'AEPS en 2050	90%
Consommations spécifiques	20l/j/hbt au BF et 25l/jr/hbt au BP
Demande au jour de pointe	100 m ³ /jr
Ressource en eau souterraine	
Côte TN forage	289,26 m
Débit d'exploitation	5 m ³ /h
Profondeur d'installation	50 m
Caractéristique de la pompe	
Type	GRUNDFOS SP7-23
Débit	5 m ³ /h
Hauteur Manométrique Totale	77 m
Rendement de la pompe	57,8%
Energie solaire thermique	
Puissance du champ solaire	4,5 kWc
Puissance du groupe électrogène	10 kVA
Conduite de refoulement	
Nature des conduites	PEHD PE 100 PN 16
Diamètre nominal	DN90 ; PN16
Longueur	2574 m
Conduite de distribution	
Nature des conduites	PEHD PE 100 PN 10
Diamètre nominal	63 à 110 mm
Longueur	15657 m
Réservoir	

Nature / Forme	Cylindre en métallique
Volume	40 m ³
Côte TN du réservoir	300 m
Hauteur sous radier	10 m
Point de dessertes	
Nombre de BF	10
Nombre de BP	331
Etude environnementale	
Catégorie du projet	B
Type d'étude	NIES
Analyse financière	
Montant total en TTC	356 838 832 F CFA
Mode de gestion	
Mode de gestion proposée	Affermage

INTRODUCTION

L'eau, essentielle à la vie, est un facteur déterminant pour la santé, le développement socio-économique et la dignité humaine. Bien qu'elle constitue le principal composant du corps humain et soit surnommée « sang de la terre », sa répartition demeure inégale à l'échelle mondiale[1]. Parmi les 2,8 % d'eau douce présents sur notre planète, seule une petite portion est accessible et utilisable pour satisfaire les exigences des populations[2].

Au Burkina Faso, l'accès à l'eau potable constitue un défi crucial pour le développement. D'après l'Inventaire National des Ouvrages (INO) 2023, le taux d'accès à l'eau potable à l'échelle nationale est de 78,3% dont 92,2% en milieu urbain contre 71,3% en milieu rural. Le village de Kierma affiche un taux d'accès nettement inférieur, estimé à 75,7 %. Ces données exposent des disparités importantes entre les milieux urbains et ruraux, mais aussi entre les diverses régions, provinces, communes et villages du pays. Ces inégalités se manifestent par des différences de 21,1% entre les zones rurales et urbaines, ainsi que de 39,2% entre la région où l'accès à l'eau potable en milieu rural est le plus faible et celle où il est le plus élevé (INO, 2023). Conscient de ces défis, le Burkina Faso vise à garantir l'accès à l'eau potable pour l'ensemble de sa population à l'horizon 2030. Dans le but de réaliser cet objectif, le gouvernement burkinabè a mis en place en 2016, le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP, 2016-2030). Le but principal de ce programme est de garantir un accès universel à l'eau potable en quantité et en qualité. Ce projet vise à réaliser les Objectifs de Développement Durable (ODD)[3], approuvés en 2015 par les Nations Unies. Plus précisément, il s'agit de l'objectif six (6), qui cherche à garantir à chaque personne un accès à l'eau et à l'assainissement tout en assurant une gestion durable des ressources en eau.

Dans le contexte de l'application du PN-AEP, diverses actions ont été mises en place pour faciliter l'accès à l'eau potable dans les zones rurales. Le Ministère de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement (MEEA) à travers la DGEP a entrepris la réalisation de trente-deux (32) systèmes d'Approvisionnement en Eau Potable (AEP) dans les régions du Centre-Sud, du Centre et du Plateau Central dont 11 (onze) réhabilitations.

À cet égard, le village de Kierma situé dans la commune de Kombissiri, a été sélectionné pour bénéficier du projet AEPS afin d'améliorer les conditions de vie des populations locales.

Notre étude s'inscrit donc dans ce contexte et s'intitule « ***étude technique d'implantation de forages, de conception et de dimensionnement d'un système d'approvisionnement en eau potable dans le village de Kierma, commune de Kombissiri et région du centre-sud au*** »

Burkina Faso ». Le présent travail s'articulera dans un premier temps autour d'une étude géophysique pour l'implantation du forage. En second lieu, nous aurons une étude de faisabilité du système d'AEPS et le mode de gestion adapté. Enfin nous terminerons par une analyse financière du projet, une Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES), une estimation du coût global du projet et la proposition d'un modèle de gestion des ouvrages réalisés.

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET LA ZONE D'ETUDE

I.1 PRESENTATION DE LA DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE (DGEP)

I.1.1 HISTORIQUE ET MISSION DE LA DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE

La Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP), structure centrale relevant du Ministère de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement (MEEA), a été établie conformément au décret n°2016342/PRES/PM/MEA du 04 mai 2016.

La DGEP a pour mission principale de concevoir et de superviser la mise en œuvre des politiques et stratégies nationales relatives à l'eau potable. Elle accomplit cette tâche en coordination avec les entités internes du ministère, les autres départements ministériels, les collectivités territoriales, ainsi que les organisations de la société civile et divers partenaires.

I.1.2. ORGANISATION, ATTRIBUTIONS, FONCTIONNEMENT DE LA DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE

La Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) est placée sous la responsabilité d'un Directeur Général nommé par décret en conseil des ministres et structurée autour de deux directions techniques principales :

- La Direction de l'Approvisionnement en Eau Potable (DAEP) ;
- La Direction de la Programmation et du Suivi-Évaluation (DPSE).

Outre ces orientations, la DGEP s'organise autour d'unité de soutien et de service technique dédiés, comprenant notamment:

- L'Unité de Communication (UC) ;
- Le Secrétariat de Direction ;
- L'unité Informatique (UI) ;
- Le Service de Gestion Administrative et Financière (SGAF) ;
- Les entités, projets et programmes affiliés.

Le stage s'est déroulé au sein du Service Développement des Infrastructures (SDI), dont les principales missions sont les suivantes :

- ✓ Contribuer à la définition des politiques et stratégies visant à favoriser le développement et la promotion des technologies liées à l'approvisionnement en eau potable, tout en supervisant la mise œuvre des infrastructures, ouvrages et travaux par les divers acteurs du secteur ;
- ✓ Proposer des normes techniques pour les infrastructures d'AEP et promouvoir le développement des Systèmes Multi-Localités ;
- ✓ Contribuer à la préparation des dossiers d'appel à concurrence en lien avec ses domaines de compétence, et produire des rapports périodiques sur les activités du service;
- ✓ Participer à la définition des normes, critères et standards applicables aux infrastructures dédiées à l'approvisionnement en eau potable;
- ✓ Élaborer les cahiers des charges pour la mise en œuvre des ouvrages, travaux et infrastructures AEP, et en superviser l'exécution;
- ✓ Apporter un appui-conseil aux services déconcentrés dans le domaine du développement des infrastructures d'approvisionnement en eau potable

I.1.3. PLAN D'ORGANISATION DE LA DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE

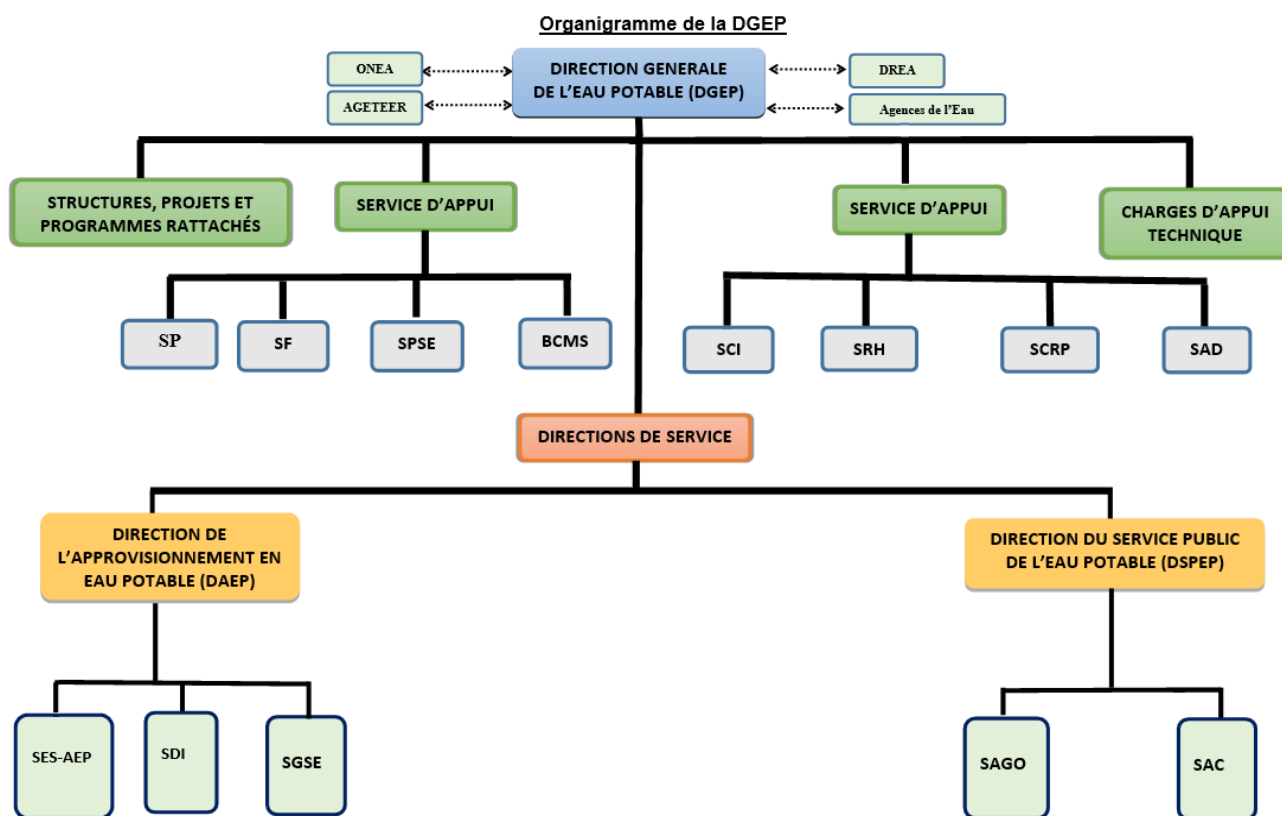


Figure 1 : Organigramme de la DGEP (DGEP, 2023)

I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE DU VILLAGE KIERMA

Kierma est situé dans la commune de Kombissiri dans la région du Centre-Sud. Il est situé à quinze (15) kilomètres de Kombissiri et à quarante (40) kilomètres au Sud de Ouagadougou.

Il est limité par les villages OUIDIN, TOANGA, MONGOGO.

Sur les plans administratif et coutumier, ce village relève d'une chefferie familiale. Le village est subdivisé en quartiers regroupant des concessions. On constate une dispersion des habitats dans le village, avec des habitats en majorité en banco.

Il compte sept (7) quartiers dont :

- ✓ Kierma centre ;
- ✓ Yimiougou ;
- ✓ Dosin ;
- ✓ Lobwéogo ;
- ✓ Yakin ;
- ✓ Siguivoussé ;
- ✓ Wayalghin .

En se référant aux données (RGPH) 2019[4], la population résidente dans le village était de 2235 habitants. Avec les projections, ce nombre serait porté à environ 3303 habitants en 2050.

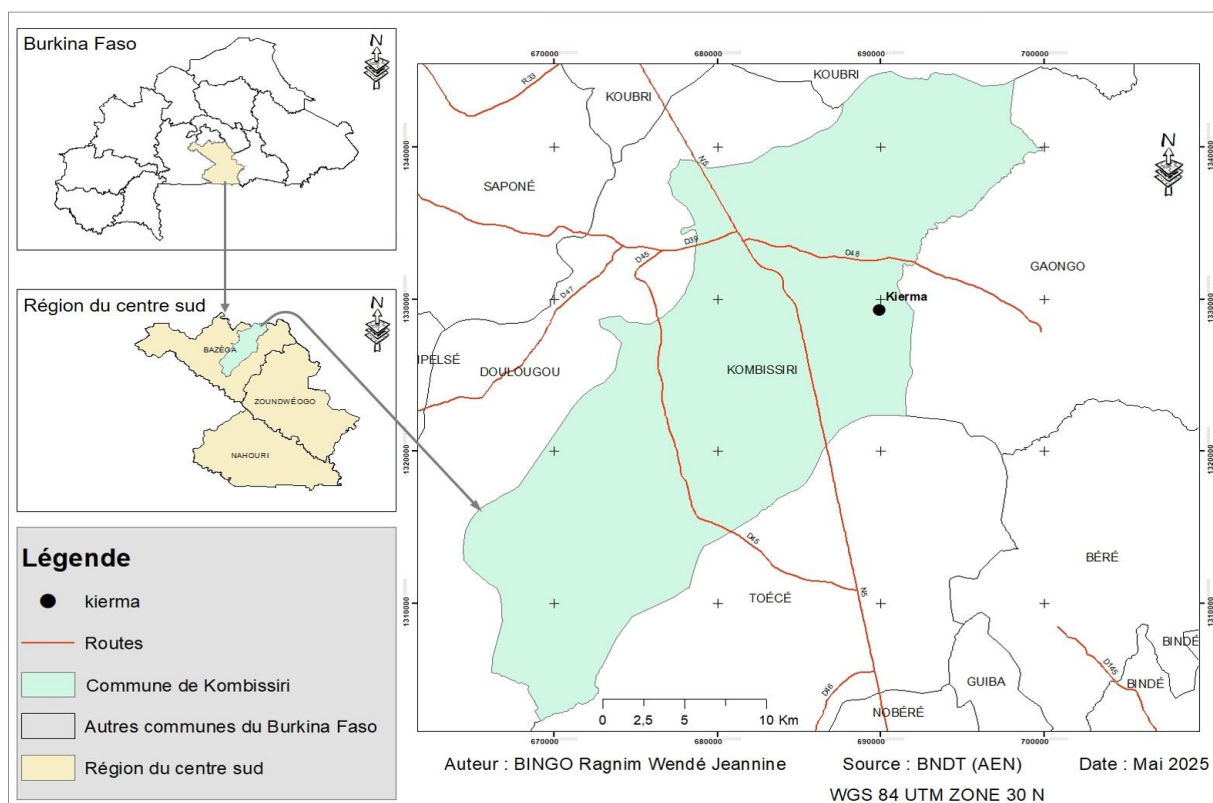


Figure 2 : Situation géographique de Kierma (Kombissiri)

I.2.2 LES CARACTERISTIQUES DU MILIEU PHYSIQUE

• Le relief

Le relief de la commune, présente un paysage typique des régions du Centre-Sud du Burkina Faso, marqué par une topographie relativement plate à légèrement ondulée. Ce territoire fait partie du socle précambrien, avec une altitude moyenne variant entre 280 et 320 mètres.

• Les sols

Les principaux types de sols que l'on rencontre sur le territoire de la commune sont :

- les sols graveleux et sableux sont les plus répandus et occupent environ 45% de l'espace communal ;
- les sols gravillonnaires occupent près de 10% ;
- les sols argilo-sableux représentent environ 15% et
- les sols argileux couvrent environ 15% de l'espace communal.

Ces différents types de sols sont utilisés principalement pour les productions céréalières et légumineuses. Toutefois, ces ressources en sols sont soumises au phénomène de dégradation des sols qui se caractérise par la baisse de la fertilité des sols. Nous avons présenté dans la figure ci-dessous les différents sols de la commune de Kombissiri.

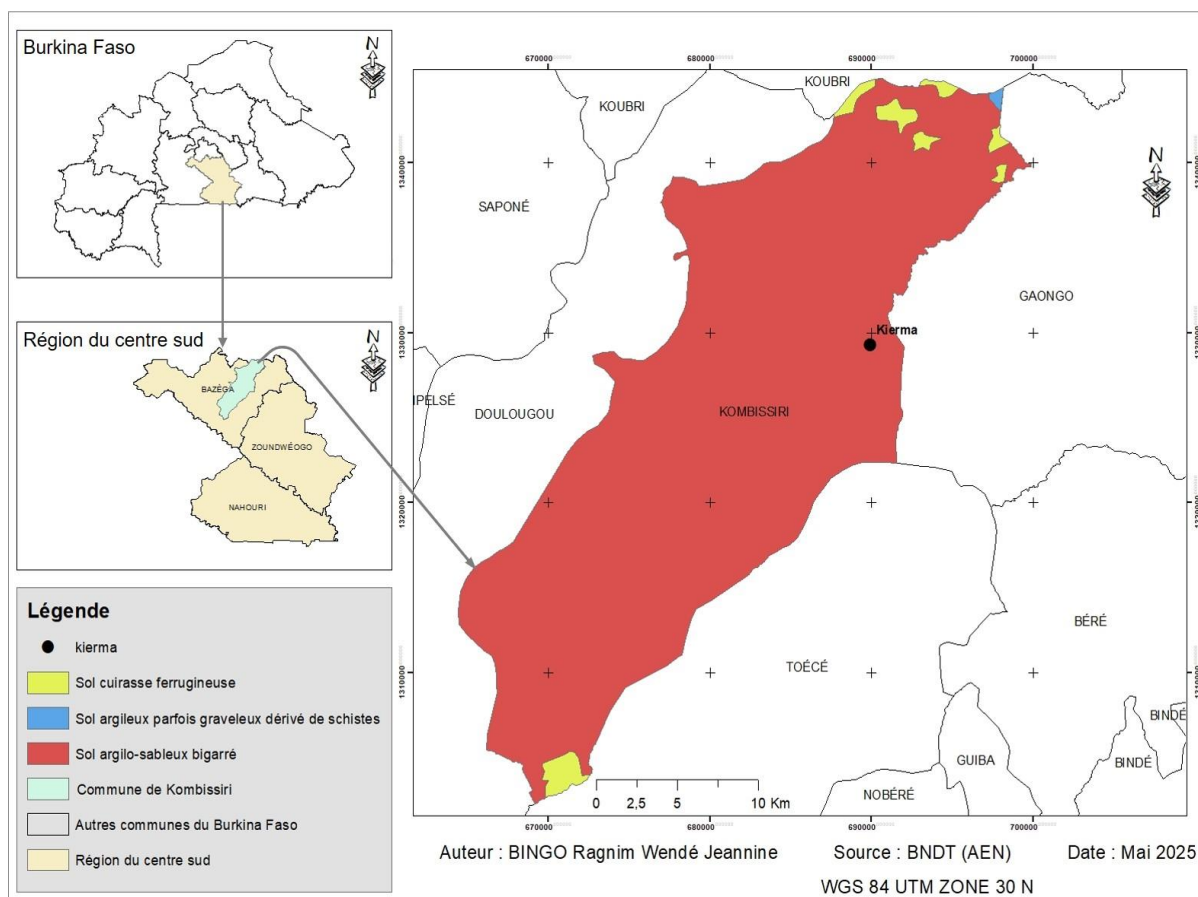


Figure 3 : Les différents types des sols de la commune de Kombissiri

- **Le climat**

La commune se situe dans la zone climatique Nord soudanien caractérisé par une saison pluvieuse et une saison sèche. Selon la classification de Köppen-Geiger, ce climat se rapproche du type **BSh** (climat semi-aride chaud).

- **La pluviométrie**

La pluviométrie de Kierma suit le régime typique des zones soudano-sahéliennes. Les isohyètes varient entre 700 mm et 1000mm [5]. Le nombre de jours de pluie par an est de **55,2 jours**. Avec une moyenne estimée à environ 813 mm, la pluviométrie peut varier sensiblement d'une année à l'autre en raison de l'irrégularité des précipitations.

Les pluies sont généralement de courte durée mais intenses, ce qui peut entraîner un ruissellement important et une faible infiltration dans les sols, notamment dans les zones à végétation dégradée ou à sol compacté.

Cette variabilité pluviométrique rend l'agriculture locale vulnérable, surtout pour les cultures pluviales.

- **Températures**

Le climat de Kierma est caractérisé par des températures élevées tout au long de l'année. La température moyenne annuelle est d'environ 29,1°C, avec des variations marquées entre les saisons.

La période la plus chaude s'étend de mars à mai, avec des températures maximales pouvant dépasser 40°C en journée, notamment en avril. À l'inverse, les mois les plus frais sont décembre et janvier, durant lesquels les températures minimales peuvent descendre jusqu'à 17°C, surtout la nuit, sous l'influence des vents secs.

- **Vents**

Le vent joue un rôle important dans le cycle climatique local, influençant la température, l'humidité, la végétation et les pratiques agricoles.

La région est soumise à deux grandes influences :

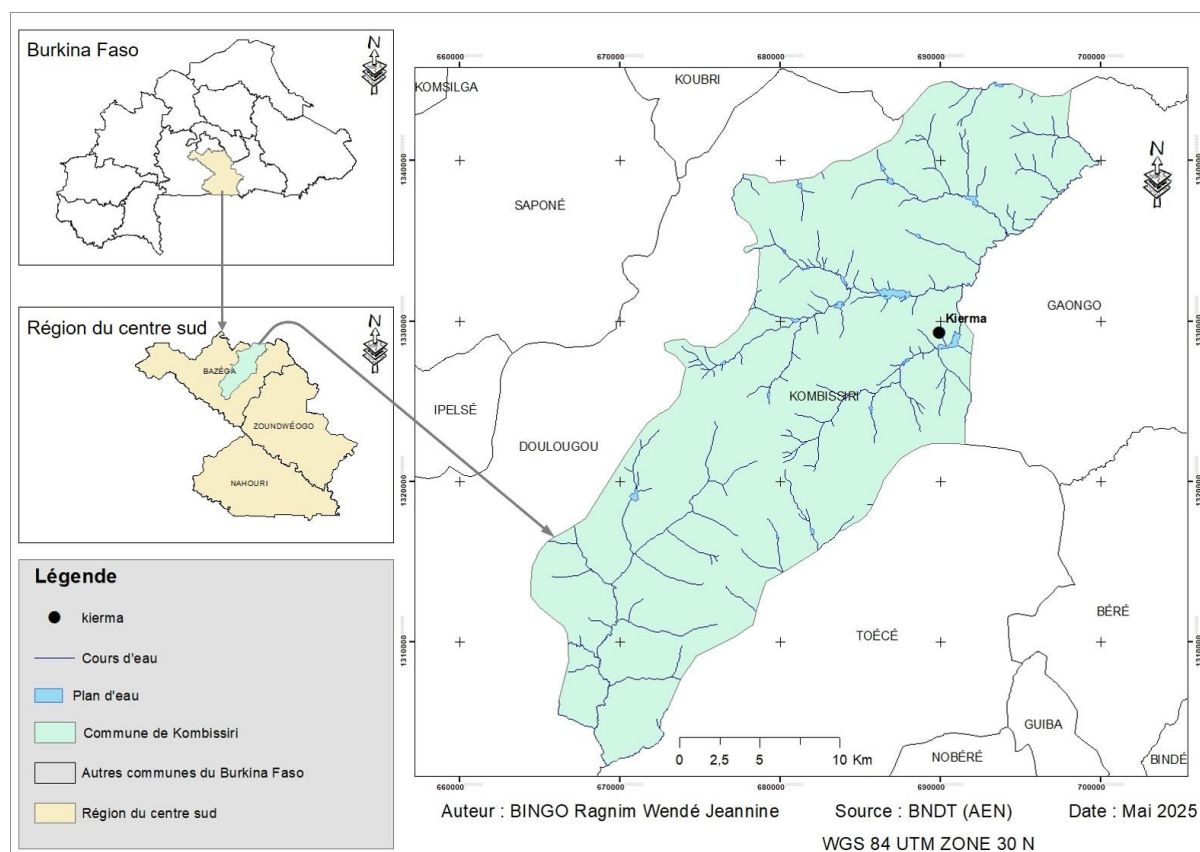
- l'harmattan : vent sec et poussiéreux venant du nord-est, soufflant principalement entre novembre et février. Il provoque une baisse de l'humidité et une sensation de fraîcheur, notamment la nuit.
- la mousson africaine : vent humide venu du sud-ouest, actif entre juin et septembre, qui apporte l'essentiel des pluies dans la région.

- **La végétation**

Les ressources végétales de la commune de Kombissiri se composent de deux principales formations végétales : la savane arborée et la savane arbustive qu'on rencontre un peu partout dans la commune. Les principales espèces végétales ligneuses sont : *le Vitellaria paradoxa*, le *Parkia biglobosa*, le *Tamarindus indica*, le *Lannea microcarpa*, le *Guiera senegalensis*, le *Mitragina inermis* et le *Sclerocarya birea*. Sur l'espace communal, du fait de la pression anthropique pour la production agro sylvo pastorale, les ressources végétales et fauniques connaissent une dégradation continue.

• L'hydrographie

Les ressources en eau de surface de la commune sont constituées de deux cours d'eau (un bras du Nazinon et du Bazéga), de 15 barrages ou retenues d'eau et de 4 boulis. Ces ressources en eau sont principalement utilisées pour l'abreuvement des animaux ou pour l'irrigation artisanale des cultures. La principale contrainte de ces ressources en eau est l'ensablement qui réduit chaque année la capacité de stockage des eaux de pluie. La figure 4 ci-dessous illustre l'hydrographie de la commune de Kombissiri.



• Géologie

La région de Kierma, dans le Centre-Sud du Burkina Faso, fait partie d'un vaste ensemble géologique connu sous le nom de socle précambrien. Il s'agit d'un vieux massif rocheux constitué essentiellement de roches métamorphiques et magmatiques telles que les gneiss, les migmatites et les granitoïdes, largement répandus dans cette partie du pays[6]. Sur le plan structural, la zone est marquée par la présence de failles, fractures et zones de cisaillement qui résultent des anciens mouvements tectoniques subis par le socle. Ces structures se présentent souvent sous forme de lignes orientées nord-est/sud-ouest et jouent un rôle très important en

hydrogéologie. En effet, les failles et fractures créent des zones de faiblesse dans la roche, qui peuvent servir de réservoirs naturels pour l'eau souterraine. C'est pourquoi les études géophysiques cherchent souvent à repérer ces discontinuités, car elles indiquent des endroits où l'on a plus de chances de trouver de l'eau en profondeur.

La présence de ces structures est souvent mise en évidence par des anomalies géophysiques, c'est-à-dire des zones où les propriétés électriques du sous-sol changent brusquement, ce qui est typique des zones fracturées.

- **Hydrogéologie**

Le contexte géologique donne lieu à des aquifères discontinus, développés dans les niveaux altérés et fracturés du socle. On distingue deux principaux niveaux : les altérites, qui jouent un rôle de réservoir temporaire, et la zone fissurée sous-jacente, qui constitue le principal aquifère exploité. La productivité des forages y est très hétérogène, avec des débits moyens autour de 5 à 8 m³/h selon les zones, et fortement influencée par l'épaisseur du manteau d'altération et la densité des fractures (Savadogo, 2006 ; Kinda, 2011). Contrairement aux approches classiques fondées sur l'analyse de linéaments, plusieurs études menées dans les régions de Manga et Kombissiri, ont montré que la seule présence de fractures visibles en surface ne suffit pas à garantir un bon potentiel hydrogéologique (Ouédraogo, 2014). La prospection géophysique, en particulier la méthode de la résistivité électrique, s'est révélée plus fiable pour identifier les zones favorables à la recharge et au captage (Wéssou et al., 2019). Par ailleurs, la qualité des eaux souterraines de la région reste globalement bonne, avec une faible minéralisation et une dominance du faciès bicarbonaté calcique, bien adapté à la consommation humaine (DGRE, 2013). Toutefois, la recharge reste strictement liée à la pluviométrie saisonnière, rendant ces ressources vulnérables aux variations climatiques et aux pressions anthropiques.

I.2.3 LES CARACTERISTIQUES DU MILIEU HUMAIN

- **Analyse démographique et habitat**

La répartition de la population par sexe, selon le recensement de 2019 de la commune de Kombissiri était de 77 756 Habitants où les femmes représentent 52,47% soit 40 800 et les hommes 47,53% soit 36 956. Quant au village de Kierma, la population serait de 2 235 habitants en 2019 où les femmes représentent 51,72 % soit 1156 et les hommes 48,28 % soit 1079. La taille moyenne des ménages est de cinq (5) personnes. L'habitat est dispersé avec des cases rondes avec des toits en chaume ou en paille et des maisons rectangulaires avec des toits

en tôles. Le village n'est pas loti et il n'existe pas de système d'évacuation. Les latrines traditionnelles sont en nombre insuffisant et une quasi absence de poubelles (GBTI 2024)[7].

- **Ethnie et religion**

Sur l'espace communal, l'on rencontre les Mossis (majoritaires), Peulh, Gourmantché, Dioula, Dagara, Bissa ... Outre ces groupes ethniques, il existe essentiellement à Kombissiri des populations de nationalité Togolaise, Béninoise et Ghanéenne.

Au sein de ces différents groupes ethniques se rencontrent par ordre de grandeurs décroissantes des musulmans, des chrétiens catholiques et protestants et des animistes.

Quant au village de Kierma particulièrement, les mossis sont les plus nombreux, suivis des peulhs.

Concernant la religion, à Kierma, on rencontre par ordre de grandeurs décroissantes des musulmans, des chrétiens catholiques et protestants puis des animistes[7].

Tableau 1 : situation des édifices religieux et culturels

Village	Quartiers	Infrastructures Religieuses	Sites sacrés
Kierma	Kierma centre	Mosquée de vendredi	Présence de lieux sacrés dans tous les quartiers. Selon la population au moment venu, l'équipe de réalisation de l'AEPS sera guidée
	Yimiougou	Mosquée de vendredi	
	Lobwéogo	Délimitation d'une église	
	Yakin	Mosquée de vendredi	
	Wayalghin	Mosquée de vendredi	

- **Les activités socio-économiques**

Dans le Village de Kierma, la gamme d'activités économiques intègre harmonieusement l'agriculture, l'élevage, le petit commerce et l'artisanat.

- **L'agriculture et l'élevage**

L'agriculture est la principale activité qui occupe, selon les résultats d'enquêtes. C'est une agriculture de subsistance basée sur la production de sorgho, maïs, mil, riz, haricot, arachide, et de patates douces.

Certains de ces agriculteurs sont aussi des éleveurs et la culture maraîchère est développée à cause de l'existence du barrage dans le village.

L'élevage, pratiqué par de nombreux producteurs du village de Kierma, constitue une source essentielle de revenus, principalement orientée vers le marché local. Cette activité est souvent combinée à l'agriculture et se caractérise par un modèle traditionnel. Une minorité plus aisée adopte un élevage semi-intensif. Les principales espèces élevées incluent les bovins, les ovins, les caprins, les ânes et la volaille.

Tableau 2 : Effectif moyen du cheptel par ménage du village de Kierma

Kierma	Bovins	Ovins	Caprins	Volaille
Effectif moyen par ménage	3	5	4	7

Source : Enquête terrain -[8]

- Le commerce et l'artisanat

Sur les 12 marchés de la commune, seul le marché de Kombissiri est aménagé. Au regard des volumes des échanges commerciaux, les marchés les plus importants de la commune sont les marchés de Kombissiri, de Toanga, de Guirgo et de Tuili. Les marchés se tiennent chaque 3 jours. Le petit commerce existe dans le village de Kierma. Il est principalement axé sur la vente de produits agricoles (céréales, fruits et légumes), produits de transformation (beurre de karité, huile d'arachide), produits d'origine végétale et animale (bois de chauffe, produits de cueillette, animaux sur pied, viande, lait).

L'artisanat est pratiqué dans tout le village et environnant. Les métiers rencontrés sont : les tisserands, les bijoutiers, les forgerons, les teinturiers, les potiers, et les sculpteurs, etc. Ces différents métiers mettent sur le marché local les produits comme bracelets, les nattes, les dabas, les haches, etc. Les produits tels que le savon et les pagens sont fabriqués par les femmes.

• Les infrastructures administratives

La couverture sanitaire demeure insuffisante malgré les efforts consentis par les autorités communales pour renforcer l'offre sanitaire. Les besoins en matière de santé publique sont croissants. Une analyse comparative de la situation des formations sanitaires permet de dégager l'évolution de la répartition des populations en fonction du nombre de Centres de Santé et de Promotion Sociale (CSPS) fonctionnels. Il faut reconnaître que le CSPS de Kombissiri qui dessert Kierma se trouve à 7 Km avec une voie en mauvais état. Les différentes maladies

consultées dans le CSPS sont le plus souvent, le paludisme, la pneumonie, les maladies respiratoires, les diarrhées... Le paludisme est la principale cause de consultation avec un pic en période hivernale.

Le village de Kierma compte sept (07) grands quartiers. Seul le quartier Kierma-centre qui dispose d'une école primaire de six (06) classes (cf. Erreur ! Source du renvoi introuvable.).

Par ailleurs, le Directeur de l'école primaire a manifesté le désir d'obtenir des branchements privés au sein de l'établissement pour palier au déficit en eau potable.

Le village de Kierma ne dispose pas de Centre d'enseignement général ni de lycée.

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION

Dans le cadre de sa mission visant à gérer durablement les ressources en eau et à améliorer l'accès à l'eau potable, le Ministère de l'Environnement, de l'Eau et l'Assainissement (MEEA) a lancé des initiatives majeures pour mobiliser, valoriser et sécuriser les ressources hydriques. Cette démarche s'inscrit dans un contexte national marqué par une pénurie structurelle d'eau, la disponibilité étant estimée à environ 750 m³ par habitant et par an en 2020, soit un niveau inférieur au seuil critique de 1000 m³/habitant/an défini par les Nations Unies. Par ailleurs, la détérioration du contexte sécuritaire national a entraîné un afflux massif de populations déplacées internes, générant une pression accrue sur les ressources hydriques des localités hôtes, en particulier en ce qui concerne l'eau potable.

Face à cette situation, le ministère a lancé, pour l'exercice 2023-2024, un programme d'urgence visant la mise en place de systèmes simplifiés d'approvisionnement en eau potable (AEPS) dans les zones les plus touchées par les pénuries, ainsi que dans les sites d'accueil des populations déplacées. C'est dans cette dynamique que s'inscrit l'élaboration des études d'avant-projet détaillé pour la mise en œuvre des systèmes d'approvisionnement en eau potable dans la région du Centre-Sud.

Le présent document constitue donc le rapport de l'étude de faisabilité technique relative au projet d'approvisionnement en eau potable du village de Kierma, situé dans la commune rurale de Kombissiri.

II.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE

II.2.1. OBJECTIF GENERAL

L'objectif général est de contribuer à l'amélioration des conditions de vie et la desserte en eau potable des populations dans la localité de Kierma.

II.2.2. OBJECTIFS SPÉCIFIQUES

De façon spécifiques, il s'agira de :

- faire un état des lieux des ouvrages d'AEP ainsi que l'accès à l'eau potable des populations ;
- réaliser une étude hydrogéologique pour l'implantation d'un forage à gros débit (débit supérieur ou égale à 5m³/h) ;
- concevoir et dimensionner le système d'adduction d'eau potable ;
- évaluer les Impacts Environnementaux et Sociaux du projet ;
- estimer le coût d'investissement du projet et proposer une stratégie de gestion durable de l'ouvrage.

II.2.3. RÉSULTATS ATTENDUS

Les résultats escomptés qui permettront au stagiaire de concevoir un réseau d'eau pour le village de Kierma sont:

- un état des lieux des ouvrages d'AEP ainsi que l'accès à l'eau potable des populations est réalisé ;
- une étude hydrogéologique est réalisée pour identifier le meilleur site d'implantation du forage à gros débit ;
- une conception et un dimensionnement technique du système d'AEP est proposée ;
- les impacts environnementaux et sociaux du projet sont évalués avec un PGES élaboré ;
- une estimation budgétaire complète du projet est réalisée.

III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION DU PROJET

III.1. MATÉRIELS ET LOGICIELS

L'élaboration de cette étude s'est appuyée sur un ensemble d'outils informatiques et logiciels spécialisés, mobilisés à chaque étape du processus d'analyse, de conception et de documentation technique. Les principaux outils utilisés sont les suivants :

- **Microsoft Office (Pack Office)** : Utilisé pour la rédaction structurée du rapport ainsi que pour le traitement des données numériques et calculs préliminaires ;
- **QGIS** : Employé pour la production de cartographies thématiques, notamment la délimitation de la zone d'étude et la représentation du réseau hydrographique local ;
- **Covadis et AutoCAD** : Mis à contribution pour la modélisation du réseau d'adduction d'eau potable, l'édition du carnet de nœuds, ainsi que la génération des profils en long des conduites principales et secondaires ;
- **EPANET** : Utilisé pour la simulation hydraulique du réseau, permettant l'analyse des pressions, débits et performances globales du système projeté ;
- **Google Earth Pro** : Servant de support pour le géoréférencement visuel et la superposition du tracé du réseau sur des images satellitaires de la zone ;
- **Zotero** : Logiciel de gestion bibliographique utilisé pour l'organisation et la citation rigoureuse des sources documentaires ;

III.2. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET COLLECTE DE DONNÉES

Cette phase vise à identifier et analyser les travaux existants portant sur l'approvisionnement en eau potable. Elle englobe l'exploitation de diverses sources documentaires notamment des articles scientifiques, mémoires, thèses universitaires, sites web spécialisés ainsi que des rapports institutionnels. Ces données ont été complétées au niveau de la DGEP (PN-AEP 2016-2030, données INOH 2023, RGPH 2006 et 2019.). Les recherches documentaires ont permis de vérifier l'existence de forages ayant de gros débit ($\geq 5 \text{ m}^3/\text{h}$).

III.3. ETAT DES LIEUX

L'état des lieux a consisté à identifier les sources d'approvisionnement en eau, de faire l'inventaire des ouvrages hydrauliques existants et d'identifier le mode de gestion actuelle de ces ouvrages. Notre système sera alimenté par la ressource en eau souterraine

(forage à gros débit, $\geq 5 \text{ m}^3/\text{h}$). Il est donc important de connaître les gîtes de cette ressource, surtout dans le contexte de socle qui est le nôtre.

III.4. ÉTUDE TECHNIQUE D'IMPLANTATION DE FORAGES

III.4.1. OBJECTIF DE L'ETUDE D'IMPLANTATION

L'étude d'implantation constitue une étape essentielle dans toute prospection géophysique, notamment pour la recherche en eau souterraine. Son objectif principal est de déterminer avec précision l'endroit le plus approprié pour effectuer les sondages. Cette étape préparatoire consiste à analyser les conditions du terrain (topographie, accessibilité, contraintes physiques), en tenant compte des structures supposées du sous-sol (failles, zones de contact, etc.).

III.4.2. DIFFERENCE ENTRE UNE ETUDE D'IMPLANTATION ET UNE PROSPECTION GEOPHYSIQUE

Il est important de faire la distinction entre l'étude d'implantation et la prospection géophysique elle-même.

L'étude d'implantation intervient en amont du travail de terrain. Elle consiste à repérer les zones favorables pour les mesures, à organiser les points d'acquisition et à s'assurer que les conditions sont réunies pour une bonne exécution de la campagne.

La prospection géophysique, quant à elle, regroupe l'ensemble des techniques utilisées pour explorer le sous-sol sans forer, par l'intermédiaire de méthodes comme les sondages électriques, la sismique ou la magnétométrie (Maillet, 1947). Elle permet de détecter des structures géologiques, des aquifères ou des zones de faille en se basant sur les propriétés physiques du sol.

Ainsi, l'étude d'implantation est une phase préparatoire, tandis que la prospection est l'étape d'observation et de mesure.

III.4.3. METHODES D'IMPLANTATION DE FORAGES

Les principales méthodes utilisées sont :

- les méthodes sismiques, qui se basent sur la propagation des ondes dans le sol ;
- les méthodes électriques, qui analysent la circulation du courant dans les terrains ;
- les méthodes gravimétriques, qui mesurent les variations de la gravité ;

- les méthodes magnétiques, qui détectent les anomalies liées à l'aimantation des roches ;
- les méthodes électromagnétiques, qui combinent les champs électrique et magnétique pour sonder en profondeur.

Selon la disposition de ces électrodes, plusieurs dispositifs peuvent être utilisés.

Tableau 3 : Comparaison entre les différents dispositifs

Dispositif	Disposition des électrodes	Avantages	Inconvénients	Utilisation adaptée
Wenner	Électrodes alignées et équidistantes ($AB = 3MN$)	Facile à mettre en œuvre ; Bonne détection verticale en surface	Nécessite beaucoup de déplacements ; Moins efficace en profondeur	Idéal pour des études peu profondes et une reconnaissance rapide du terrain
Schlumberger	AB éloignés ; MN proches ($AB \gg MN$)	Permet d'atteindre de bonnes profondeurs ; Moins de déplacements	Moins sensible aux variations latérales ; Moins adapté aux terrains très hétérogènes	Adapté aux sondages profonds pour étudier la structure verticale du sous-sol
Dipôle-Dipôle	Deux dipôles séparés : AB (courant), MN (potentiel)	Très bonne sensibilité aux variations latérales ; Détecte les anomalies (failles, fissures)	Signal faible ; Moins adapté aux grandes profondeurs	Recommandé pour identifier les structures latérales comme les failles ou fractures

Dans le cadre de cette étude, le dispositif **Schlumberger** a été retenu. Il est adapté à la recherche en profondeur avec une bonne résolution verticale, tout en limitant les déplacements fréquents des électrodes.

Les moyens utilisés sont composés de :

- ✓ Syscal (appareil de mesure des résistivités du sous-sol) ;
- ✓ détecteur d'eau de type fresh result Two systems water detector ;
- ✓ boussoles, jalons, piquets, multimètres, marteaux, GPS, etc. ;
- ✓ ordinateur portable avec logiciels d'hydrogéologie (IP2WIN, Aquifertest).

D'abord des traînées de résistivité sont fait de façon à porter l'investigation sur une tranche de sous-sol d'épaisseur plus ou moins constante. En terrain homogène avec un dispositif en ligne

AMNB, la distance AB dicte l'épaisseur de cette tranche. Sur le terrain, il a été effectué des trainés avec des pas de 10 m. Plusieurs profils de trainés électriques sont effectués dans plusieurs sens afin de déterminer la direction des failles majeures et si possible leurs points de rencontre.

Puis des sondages sont effectués à l'aide du Syscal pour savoir comment varie verticalement la résistivité apparente, en un point donné à la surface. Sachant que la profondeur d'investigation dépend de la dimension du dispositif, on effectue une succession de mesures en augmentant à chaque fois la longueur du dispositif. Plus la distance entre les électrodes d'injection est grande, plus grande est la profondeur de pénétration des lignes de courants.

Sur le site, un courant électrique continu d'intensité est injecté dans le sol via deux électrodes A et B. La différence de potentiel entre deux électrodes non polarisables M et N est mesurée. La résistivité apparente est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$R = \frac{K \times V}{I} \quad (1)$$

Avec :

R : la résistivité apparente ;

I : le courant électrique continu ;

K est un coefficient lié à la disposition des quatre électrodes.

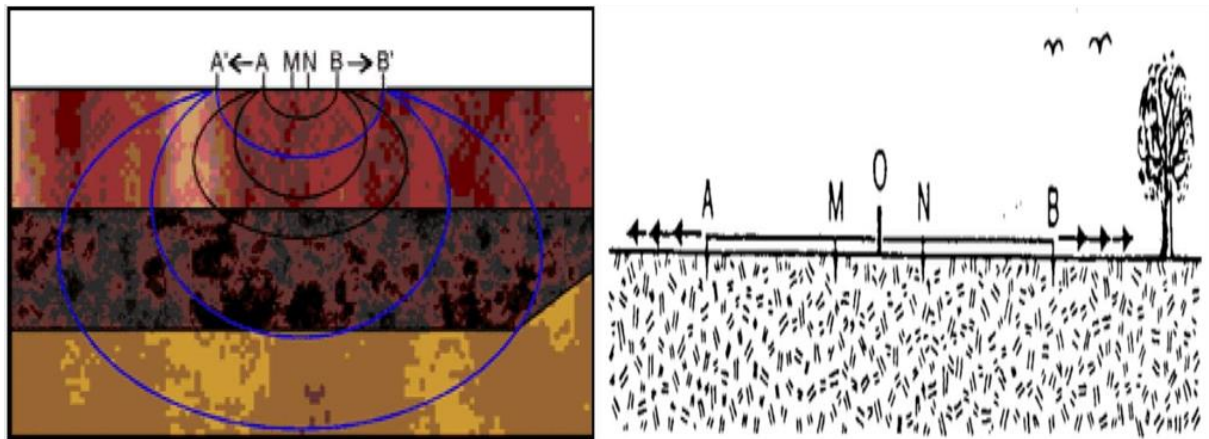


Figure 5 : Dispositif Schlumberger

III.4.4. RESULTATS ATTENDUS

L'interprétation des résultats au moyen d'abaques permet de déterminer la résistivité électrique des différents horizons et déduire la nature géologique des terrains traversés.

Les types d'anomalies que l'on peut rencontrer en profil géo-électrique sont généralement de forme :

- V : anomalie pointue, isolée sur un profil,
- U : anomalie arrondie, également isolée sur un profil,
- W : anomalie en général large dont la partie conductrice est perturbée par un ou plusieurs résistants,
- M : anomalie qui peut être en forme de V ou de U mais qui est encadrée par d'autres anomalies conductrices,
- K : anomalie de contact géologique montrant un ou plusieurs conducteurs au contact,
- C : anomalie de contact ne montrant pas de conducteurs au contact,
- H : anomalie à très fort contraste présentant un compartiment conducteur très tranché et de résistivité peu perturbée.

L'anomalie de forme (U) donne des résultats meilleurs par rapport à celle de forme (V) et cela quelle que soit la formation géologique (Yalo, 2024). Quel que soit le type d'anomalie, les taux de réussite les plus élevés se rencontrent en zone schisteuse (métamorphique).

III.5. EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Les besoins en eau permettent de dimensionner les infrastructures en fonction des exigences quantitatives et qualitatives de la population cible.

III.5.1. HORIZON DU PROJET ET POPULATION DE DIMENSIONNEMENT

Le nombre de la population desservi à un horizon donné, permet d'évaluer le volume d'eau à fournir de façon réaliste. L'horizon du projet est l'année 2050, conformément aux indications figurant dans les termes de référence (TDR). Ce système est conçu pour une durée de fonctionnement de 24 ans, à compter de sa réalisation et sa mise en œuvre prévue pour la période 2025-2026.

D'après les données du cinquième Recensement Général de la Population et de l'Habitat [9] publié par l'INSD, la population du village de Kierma s'élevait à 2 235 habitants. Le taux d'accroissement de la population sera calculé par la formule du modèle de la croissance géométrique de Thomas MALTHUS.

Le modèle de croissance géométrique de Thomas MALTHUS :

$$\alpha = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_0}} - 1 \quad (2)$$

Avec :

- P_n : Population à l'année n (2019)
- P_0 : Population de référence (2006)
- α : Taux d'accroissement de la population
- n : Nombre d'années entre l'année n et l'année de référence

La projection de la population à l'horizon du projet a été réalisée en appliquant le modèle de croissance géométrique de Thomas MALTHUS.

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n \quad (3)$$

Avec :

- P_n : Population à l'année n (2050)
- P_0 : Population de référence (2019)
- α : Taux d'accroissement de la population
- n : Nombre d'années entre l'année n et l'année de référence

III.5.2. TAUX DE DESSERTE

Le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) du Burkina Faso a pour objectif, à l'horizon **2030**, d'atteindre un taux de couverture de **80 %** par les Systèmes d'Alimentation en Eau Potable (SAEP), tout en réduisant la dépendance aux Points d'Eau Modernes (PEM), dont le taux de couverture devrait passer de 91 % en 2015 à 20 % en 2030 (MEA/PN-AEP,2016). Dans une vision à long terme et en cohérence avec l'approche préconisée dans le PN-AEP, un taux de couverture de **90 %** a été retenu pour l'ensemble de notre projet à l'horizon **2050**. Ce taux a été retenu afin d'anticiper la croissance des besoins en eau potable et de renforcer durablement l'accès des populations. Un BP desservira 10 personnes et une BF, 500 personnes.

Tableau 4 : Taux de desserte BF et BP

Horizon du Projet		2030	2040	2050
Taux de desserte		80%	90%	90%
Taux de desserte	BF	24%	30%	30%
	BP	56%	60%	60%

III.5.3. CONSOMMATION SPECIFIQUE (Cs)

C'est la quantité d'eau utilisée par une personne pour un usage donné par jour, exprimée en litres, par jour et par personne (**l/j/personne**).

D'après les enquêtes socio-économiques menées dans le village de Kierma, la consommation spécifique est de **16l/j/personne**. Nous nous sommes référés au décret N°2019-0204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019 pour le choix des consommations spécifiques afin de pouvoir atteindre les objectifs du PN-AEP à l'horizon du projet.

La consommation spécifique considérée pour la conception et le dimensionnement de notre système est de **20l/j/personne** aux bornes fontaines (**BF**) et de **25l/j/personne** aux branchements privés (**BP**).

III.5.4. VARIATION CYCLIQUE DE LA DEMANDE

La demande en eau de la population évolue selon les heures de la journée, les jours de la semaine et les saisons. Ces variations impactent la quantité de l'eau à mobiliser ainsi que le dimensionnement des installations. Ces coefficients sont notamment :

- **Le coefficient de pointe saisonnier (Cps)** : ce coefficient est influencé par les périodes de chaleurs, les flux saisonniers de personnes, etc. [10]. Le Burkina Faso est situé dans la zone sahélienne. Les valeurs typiques sont :
 - **1,10** en zone tropicale humide (ressource en eau abondante et température stable) ;
 - **1,20** en zone sahélienne (forte chaleur et tarissement cyclique de la ressource).

Il ne sera pas considéré dans notre étude.

- **Le coefficient de pointe journalier (Cpj)** : il permet d'évaluer la consommation maximale quotidienne au cours de la semaine. Il est influencé par le comportement cyclique des usagers au cours de la semaine. Ce coefficient évolue entre 1,05 et 1,15

(ZOURE 2017). Pour notre étude, nous prendrons une valeur de 1,10 pour la suite des calculs.

$$C_{pj} = \frac{C_{jp}}{C_{jmp}} \quad (4)$$

Avec :

- C_{pj} : Coefficient de pointe journalier
 - C_{jp} : Coefficient du jour de pointe (m³/jour)
 - C_{jmp} : Consommation journalière moyenne du mois de pointe (m³/h)
- **Le coefficient de pointe horaire (Cph)** : il traduit les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il permet de définir les débits de pointe à transporter. Il est déterminé à l'aide d'une formule empirique issue du Génie rural.

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mh} (m^3/h)}} \quad (5)$$

Avec :

- **Cph** : Coefficient de pointe horaire
- **Qmh** : Débit moyen horaire (m³/h)

Le tableau ci joint présente les valeurs indicatives du coefficient de pointe horaire selon la population :

Tableau 5 : Coefficient de pointe horaire en fonction des habitants [10]

Population en habitants	Coefficient de pointe horaire
Inférieur à 10 000	Varie entre 2.5 et 3
Compris entre 10 000 et 50 000	Varie entre 2 et 2,5
Compris entre 50 000 et 200 000	Varie entre 1,5 et 2
Supérieur à 200 000	1,5

La population du village étant inférieure à 10000 habitants, le coefficient est compris entre 2,5 ≤ Cph ≤ 3. Après calcul, une valeur de **2,73** a été retenue.

III.5.5. RENDEMENT TECHNIQUE DU RÉSEAU

Au cours du fonctionnement du réseau, les pertes d'eau sont inévitables. Ces pertes seront généralement faibles durant les premières années et augmentent progressivement avec le vieillissement du réseau et du dispositif de comptage. Ainsi, les pertes globales sont estimées à 15% d'où un rendement de 85% à l'échéance du projet. Par ailleurs, nous avons anticipé une perte de 5% au démarrage du projet selon le guide de dimensionnement des réseaux AEP (DGRE).

III.5.6. EVALUATION DU BESOIN MOYEN JOURNALIER (BJM)

Le besoin moyen journalier représente la quantité que le système doit effectivement fournir ce jour-là pour couvrir la demande des usagers, en tenant compte des fuites, rendements du réseau, etc. Il est calculé à partir des besoins domestiques et annexes.

- Consommation domestique : c'est le volume d'eau potable utilisé quotidiennement par les ménages pour leurs travaux domestiques. Il est déterminé par la formule :

$$C_D = \frac{C_{s/BF} * Pop(BF) + C_{s/BP} * Pop(BP)}{1000} \quad (6)$$

Avec :

- C_D : Consommation domestique (m³/jour)
 - C_s : Consommation spécifique (l/j/hbts)
 - $Pop(BF)$: Population desservie par les branchements privés (hbts)
 - $Pop (BF)$: Population desservie par les bornes fontaines (hbts)
-
- Consommations annexes : environ 10% des consommation domestiques sont des consommations annexes, qui représentent l'ensemble des besoins autres que domestiques comme les utilisations collectives (écoles, hôpitaux, lieux de culte, etc.).

$$C_A = 10\% * C_D \quad (7)$$

La consommation moyenne journalière est calculée par la formule suivante :

$$C_{mj} = C_D + C_A \quad (8)$$

Avec C_{mj} : Consommation moyenne journalière (m^3 /jour)

III.5.7. PRODUCTION DU JOUR DE POINTE

La production moyenne journalière représente la quantité d'eau que le système doit effectivement fournir ce jour-là pour couvrir la demande des usagers, en tenant compte des fuites, rendements du réseau, etc. Sa formule est la suivante :

$$Prod_m = \frac{C_{mj}}{\eta_r} \quad (9)$$

$$Prod_p = Prod_m * C_{pj} \quad (10)$$

Avec :

- $Prod_m$: Production moyenne journalière (m^3 /j)
- $Prod_p$: Production du jour de pointe (m^3 /j)
- C_{pj} : Coefficient de pointe journalière
- η_r : rendement du réseau (%)

III.5.8. DÉBIT HORAIRE DE POINTE

Dans un système d'adduction directe, le débit de refoulement correspond au débit de production. Sa formule est la suivante :

$$Q_{ph} = \frac{Q_{mh} * C_{ph}}{24} \quad (11)$$

Avec :

- Q_{ph} : Débit de refoulement
- Q_{mh} : Temps de pompage journalier (h)
- C_{ph} : Coefficient de pointe horaire

III.5.9. NOMBRE DE FORAGE A REALISER POUR LA MOBILISATION DE LA RESSOURCE EN EAU

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, un forage peut être connecté à un réseau d'AEP si son débit minimum d'exploitation atteint 5m³/h. Dans le but de mieux servir la population, nous avons posé les hypothèses suivantes :

- ✓ Une durée de pompage de 16h chaque jour
- ✓ Le débit d'exploitation des forages est fixé à 5 m³/h

Les ressources en eau pour l'AEP seront constituées par les sources identifiées ci-après.

Deux points à sonder implantés :

- ⇒ SE1 aux coordonnées X : 690 286 m et Y : 1 329 165 m ;
- ⇒ SE2 aux coordonnées X : 690 047 m et Y : 1 329 192 m.

La formule suivante permet de calculer le nombre de forage nécessaire pour couvrir les besoins à l'horizon du projet.

$$N_F = \frac{\text{Prod}_p}{T_p * Q_F} \quad (12)$$

Avec :

- NF : Nombre de forage
- T_p : Temps de pompage par jour (h/j)
- Q_F : Débit d'exploitation du forage (m³/h)

III.6. LES DIFFERENTS SYSTEMES DU RESEAU

III.6.1. SOURCE D'ENERGIE

Le village ne dispose pas de réseau national (SONABEL) à proximité. Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour une combinaison de l'énergie solaire et un groupe électrogène. Ce choix peut s'expliquer par la durée de pompage quotidien qui dépasse huit (8) heures, nécessitant une alimentation plus fiable et continue. Le schéma de fonctionnement projeté sera le suivant :

- ✓ Dans la journée, en présence d'ensoleillement et éclairage suffisants, les électropompes et autres charges électriques de la station seront alimentées par le générateur photovoltaïque de 09h à 15h (cumul de continu de 6 heures)

- ✓ Dans les moments peu ensoleillés, le groupe électrogène prend le relai de 06h à 09h et de 15h à 22h (cumul alterné de 10 heures).
- ✓ Au total, nous faisons l'hypothèse de 16 heures de fonctionnement et de production par jour.

- **Electropompe**

S'agissant des eaux souterraines, le débit à refouler vers le réservoir impose l'utilisation d'une pompe pour l'élévation. Son choix tiendra compte de sa capacité à vaincre la hauteur géométrique et les pertes de charge.

Pour notre étude, nous retiendrons des pompes immergées de la gamme GRUNDFOS [11], sélectionnées en fonction de leur débit, leur HMT et leur rendement. Les différentes puissances de la pompe sont données par les relations ci-dessous :

$$P_H = \rho * g * Q_{HMT} \quad (13)$$

Avec :

- P_H : Puissance hydraulique fournie par la pompe (kW)
- ρ : la masse volumique de l'eau (kg/m³)
- g : le débit par la conduite (N/kg)
- HMT : Hauteur Manométrique Totale (HMT= Hgéo + pdc totales)

- **Système solaire**

Lors du dimensionnement du champ solaire, nous avons considéré le mois d'Août qui est le mois le plus défavorable en termes d'ensoleillement. Le temps d'ensoleillement moyen est de 6,5 heures. L'intensité moyenne d'insolation sera de 5,15 kWh/m²/j. La condition suivante doit être respectées : Le temps de pompage ne peut excéder six (6) heures.

➤ L'énergie requise

L'énergie électrique requise (E_{req}) pour une durée (D_p) de 6 heures de pompage est déterminée par la formule suivante.

$$E_{req} = \frac{\rho \times g \times Q_j \times HMT}{3600 \times \eta_{moteur} \times \eta_{pompe}} \quad (14)$$

Avec :

- Q_j : Débit journalier (m³);
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- η_{moteur} : Rendement du moteur
- η_{pompe} : Rendement de la pompe
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m³)

➤ Puissance crête W_c

$$P_c = \frac{E_{req}}{K_p * E_i} \quad (15)$$

Avec :

- P_c : Puissance crête en W_c ,
- K_p : facteur de correction du champ PV
- E_i : Ensoleillement journalier (kWh/m²)
- **Nombre des modules photovoltaïques**

Nous avons évalué le nombre total du champ PV à l'aide de la formule suivante :

$$N_{mPV} = \frac{P_c}{P_{mod}} \quad (16)$$

Avec :

- N_{mPV} : nombre des modules PV
- P_c : la puissance crête du champ PV
- P_{mod} : la puissance crête d'un module PV

Nous avons utilisé un module PV de 250W.

- **Dimensionnement de l'onduleur**

Il est crucial pour assurer la durabilité et l'efficacité du fonctionnement. Il permet la conversion d'un courant continu (DC) produit par les panneaux photovoltaïques en courant alternatif (AC). Il est dimensionné de sorte à ce que la puissance nominale soit supérieure à la puissance des appareils fonctionnant sous le régime du courant alternatif afin d'assurer un fonctionnement sécurisé des branchements. La puissance de l'onduleur est calculée par la formule ci-dessous :

$$P_{ond} = \frac{P_p \times K}{\eta_p \times \cos \varphi} \quad (17)$$

Avec :

- P_{ond} : Puissance de l'onduleur (kVA)
- P_P : Puissance de l'électropompe (kW)
- K : coefficient de correction (1,05)
- η_P : Rendement de la pompe (%)
- $\cos\varphi$: facteur de puissance

- **Groupe électrogène**

Il est dimensionné pour assurer l'alimentation énergétique des pompes pendant les périodes de faible ensoleillement pour garantir la continuité de la desserte en eau. Il a été choisi pour supporter le pic de démarrage.

$$P_{app} = \max\left(\frac{2\rho g \times Q \times HMT}{3600 \times \eta_P \times \eta_M \times \cos\varphi}; \frac{2\sqrt{3} \times U \times I_n \times \cos\varphi \times 1.25}{1000}\right) \quad (18)$$

Avec :

- P_{app} : Puissance apparente du groupe (VA)
- $\cos\varphi$: Facteur de puissance
- U : Tension nominale du moteur (V)
- I_n : Intensité nominale du moteur (A)
- η_P : Rendement de la pompe (%)
- η_M : Rendement du moteur (%)

III.6.2. RESEAU D'ADDUCTION

Le réseau d'adduction désigne le segment du réseau qui assure le transport de l'eau depuis la station de pompage jusqu'au réservoir. L'adduction peut se faire de manière gravitaire ou par refoulement. Dans le cadre de ce projet l'adduction est de type refoulement.

- **Matériaux de la conduite d'adduction**

Afin d'assurer un fonctionnement optimal du réseau, nous avons opté pour un système d'adduction par refoulement direct. Pour la production et la distribution de l'eau dans les canalisations, plusieurs matériaux peuvent être utilisés tels que le polychlorure de vinyle (PVC), le polyéthylène haute densité (PEHD), l'acier, le béton, la fonte, etc. Le PEHD est plus fiable à cause de sa résistance et de sa flexibilité aux chocs et aux rayons UV. En comparaison, le PVC est plus rigide et moins résistant aux conditions environnementales extrêmes.

Nous avons choisi d'utiliser des tuyaux en **PEHD PE 100** avec une pression nominale **16 bars (PN16)** offrant une bonne résistance à la corrosion et aux sollicitations mécaniques.

- **Dimensionnement des conduites d'adduction**

Les conduites d'adduction sont calibrées pour assurer le transport de de l'eau du forage jusqu'au réservoir. Le choix du diamètre doit concilier le coût d'achat et les coûts de fonctionnement.

Un grand diamètre coûte plus cher à installer mais réduit les pertes de charges, donc les dépenses d'énergie tandis qu'un petit diamètre est moins coûteux mais entraîne des pertes de charge plus importantes et donc des coûts de fonctionnement plus élevés [12].

Le diamètre est choisi à partir d'un catalogue.

L'objectif principal sera de trouver un équilibre entre la performance désirée et les couts associés en veillant à ce que les charges d'exploitation restent raisonnables et les couts d'investissement supportables afin de choisir le diamètre approprié.

Les formules suivantes ont permis de choisir la solution la plus rentable :

Bonnin $D_{th} = Q^{0,5}$

Bresse $D_{th} = 1,5 * Q^{0,5}$

Bresse modifié $D_{th} = 0,8 * Q^{1/3}$ (19)

Achour et

Bedjaoui $D_{th} = 1,27 * Q^{0,5}$

Meunier $D_{th} = (1 + 0,02n) * Q^{0,5}$

Avec :

- D_{th} : diamètre théorique (m)
- Q : Débit transporté par la conduite (m³/s)
- n : nombre d'heures de pompage (h/j)
- V : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)

Le diamètre choisi devra ensuite respecter la condition de vitesse et la condition de Flamant.

- ✓ **Condition de vitesse** : cette condition permettra d'éviter les dépôts et/ ou garantir l'auto-curage des conduites.

$$0,3 \leq V\left(\frac{m}{s}\right) \leq 1,5 \quad (20)$$

✓ **Condition de Flamant :**

$$V\left(\frac{m}{s}\right) = 0,6 + D_{in} \text{ (m)} \quad (21)$$

Avec D_{in} : Diamètre intérieur.

- **Hauteur Manométrique Totale (HMT)**

La HMT est la différence de pression entre les orifices d'aspiration et de refoulement de la pompe. C'est la somme de la hauteur géométrique, des pertes de charge et de la variation de pression. Elle s'exprime en mètres de colonne d'eau (mCE).

La formule est la suivante :

$$HMT = H_{\text{géo}} + \Delta H + \frac{\Delta P}{g * \rho} \quad (22)$$

Avec :

- HMT : Hauteur Manométrique Totale (m)
- $H_{\text{géo}}$: Hauteur géométrique (m)
- ΔH : Pertes de charge (m)
- ΔP : Variation de pression (m)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3)

- **Hauteur géométrique**

La hauteur géométrique est la différence de hauteur entre le niveau de saturation du château et le niveau dynamique du forage.

Elle est déterminée par la formule ci-dessous :

$$H_{\text{géo}} = Z_R - Z_{ND} \quad (23)$$

Avec :

- Z_R : cote de déversement du réservoir (m)
- Z_{ND} : cote du niveau dynamique du forage (m)

- **Vérification du coup de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène de pression qui consiste en une alternance de surpressions et de dépressions qui se propagent dans la conduite. Il est généré par une modification brusque du régime d'écoulement notamment :

- ✓ L'arrêt/marche brusque, souvent imprévu d'une pompe alimentant une conduite de refoulement vers un réservoir ;
- ✓ Ou encore l'ouverture/fermeture brutale d'une vanne de sectionnement située à l'extrémité d'une conduite d'adduction.

Les formules de la variation de pression et de la célérité de l'onde de pression sont :

$$\Delta P = \pm c * \frac{U_0}{g} \quad (24)$$

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{E} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (25)$$

Avec :

- ΔP : Variation de pression
- E : Elasticité du matériau (N/m²)
- e : Epaisseur de la conduite (m)
- E : Elasticité de l'eau en (N/m²)
- U_0 : Vitesse de l'écoulement en (m/s)

Le coup de bélier peut être préjudiciable dans les cas suivants :

- ✓ La pression résultant du régime permanent et de la surpression engendrée par le coup de bélier, est plus élevée que la Pression Maximale Admissible (PMA) ;

- ✓ La pression atmosphérique est supérieure à la différence entre la pression permanente et dépression transitoire.

Les conditions sont formulées comme suit :

$$H_{\max} \geq PMA \text{ avec } H_{\max} = HMT + \Delta P \quad (26)$$

$$H_{\min} \leq P_{\text{atm}} \text{ avec } H_{\min} = HMT - \Delta P$$

Avec :

- $H_{\max}$: Pression maximale (m)
- $H_{\min}$: Pression minimale (m)
- P_{atm} : Pression atmosphérique (m)
- PMA : Pression Maximale Admissible (m)
- $PMA \approx 1,2 * PN$ (Pression Nominale)

III.6.3. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE STOCKAGE

Le réservoir est un ouvrage conçu pour stocker temporairement de l'eau afin d'assurer une constante disponibilité pour les usagers même lorsque la production est interrompue. Il assure la régulation entre la production continue en eau et la consommation des usagers durant la journée. En effet lorsque l'offre est supérieure à la demande, le surplus est stocké dans le réservoir et dans le cas inverse, le complément est apporté par le réservoir.

- **Capacité utile du réservoir**

La détermination de la capacité utile du réservoir repose sur une simulation des débits entrants et sortants tout au long d'une journée type. Le volume du réservoir doit être suffisant pour assurer l'alimentation du réseau pendant les périodes de forte demande, notamment lorsque le pompage est suspendu temporairement pour permettre le repos des équipements.

Ce volume peut être estimé selon trois méthodes :

- La méthode analytique

C'est le stockage de l'excédent d'eau produit pendant les périodes de faible consommation. Ainsi le volume utile correspond à la somme du déficit maximal et du surplus enregistré au cours de la journée.

- La méthode graphique

Elle repose sur l'utilisation des courbes pour montrer le mouvement de l'eau.

➤ Et la méthode forfaitaire ou simplifiée

Elle varie selon les pays. Au Burkina Faso par exemple, le dimensionnement des réservoirs d'eau potable se base sur une approche empirique où la capacité du réservoir est définie en fonction d'un pourcentage des besoins journaliers de pointe. Ce pourcentage dépend de la fiabilité de l'alimentation en eau, la fréquence des interruptions de service et les caractéristiques de la demande locale.

Tableau 6 : Conditions d'exploitations

Conditions d'exploitation	Capacité utile
Adduction nocturne	90% Bpj
Adduction avec pompage solaire (8h/j)	50% Bpj
Adduction continue (24h/24)	30% Bpj
Adduction de jour, durant les périodes de consommation	[10%;30%]Bpj

(Ouédraogo, 2005).

Par manque de données, la **méthode forfaitaire** a été retenue en prenant une capacité de 30% de la production de pointe.

$$C_u = 30\% * Prod_p$$

- **Dimensions du réservoir**

Le réservoir sera de forme cylindrique. Pour déterminer les dimensions du réservoir, nous allons d'abord fixer le diamètre du réservoir, puis calculer la hauteur par la formule ci-dessous :

$$H = \frac{V_{réservoir} * 4}{\pi * D^2} \quad (27)$$

Avec :

- H : la hauteur de réservoir (m)
- D : Le diamètre du réservoir (m)

- **Hauteur sous radier**

La hauteur sous radier d'un château d'eau est la distance verticale entre le radier (plateforme de fondation) et la face inférieure du réservoir ou de la cuve. Ce paramètre est important tant

pour la conception structurale que pour l'exploitation hydraulique de l'ouvrage. Il est calculé par la formule suivante :

$$H_{i, \min} = \Delta H_{i, \text{rés}} + Z_{i, \text{aval}} + P_{\text{ser}} \quad (28)$$

$$Z_{\text{radier}} = \text{Max} (H_{i, \min})$$

$$H_{\text{radier}} = \text{Max} (H_{i, \min}) - Z_{\text{TNrés}}$$

Avec :

- $H_{i, \min}$: Charge du nœud i imposée au réservoir (m)
- Z_{radier} : Côte du radier (m)
- H_{radier} : Hauteur sous radier (m)
- $Z_{\text{TNrés}}$: Côte du terrain naturel du réservoir (m)
- $\Delta H_{i, \text{rés}}$: Perte de charge du nœud i au réservoir (m)
- $Z_{i, \text{aval}}$: Côte du nœud aval i (m)
- P_{ser} : Pression de service (m)

- **Traitement de l'eau**

Traiter une eau destinée à la consommation dépend généralement de sa source. Dans le cadre de notre projet, l'eau provient d'un forage qui est généralement de bonne qualité et requiert moins de traitement. Toutefois elle peut se détériorer durant son transport. C'est pourquoi nous prévoyons une désinfection à travers une pompe doseuse équipée d'un électro-chlorateur pouvant fonctionner avec l'énergie solaire. Ce système est conçu pour injecter de petites quantités de solution de chlore, notamment de l'hypochlorite de sodium. L'installation sera mise en place au pied du château d'eau.

- **Vérification du temps de contact du chlore**

Pour une sécurité sanitaire, le chlore doit avoir un temps minimal de contact avec l'eau pour déployer son principe désinfectant. Ce temps minimal requiert au minimum **02 heures** de contact pour le chlore. La formule qui calcule le temps de contact est :

$$T_c = \frac{C_u}{Q_{ph}} \geq 02h \quad (29)$$

Avec :

- T_c : Temps de contact du chlore (h)
- C_u : Capacité utile du réservoir (m³)

- B_{pj} : Besoin de pointe journalier (m³/j)

- **Vérification du temps de séjour**

Pour profiter de l'effet résiduel du chlore, l'eau traitée doit être consommée avant que le chlore ne dépasse un temps maximal de transformation qui est de **48 heures**. Nous avons donc conçu le réservoir de manière à ce que le temps de séjour soit inférieur à **02 jours**. Le temps de séjour se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$T_s = \frac{C_u}{Prod_p} < 02 \text{ jours} \quad (30)$$

T_s : Temps maximum de séjour (j)

III.6.4. POINTS DE DESSERTE

Le réseau est dimensionné pour desservir l'ensemble des bornes fontaines et les branchements privés du village.

- **Les bornes fontaines**

Les critères d'accès aux services publics d'eau potable des ménages stipulent qu'en milieu rural :

- 500 personnes peuvent être desservies par une borne fontaine ;
- 500 mètres comme distance maximale par rapport au lieu d'habitation.

Au total 10 bornes fontaines ont été implantées pour assurer la desserte du village à l'horizon 2050. Il a été décidé d'équiper chaque BF de (3) trois robinets de puisage de type GALVA avec un débit de 0,25l/s chacun, conformément au décret n° 20190204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019 portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable. (Voir Annexe 3 ; **Situation des bornes fontaines**).

- **Les branchements privés**

Conformément aux objectifs du PN AEP, le pourcentage de populations disposant de branchements privés devra atteindre 56% à l'horizon 2030. Il passe à 60% en 2040 et ce jusqu'en 2050. Le réseau est dimensionné pour supporter le raccordement d'éventuels branchements privés pour atteindre cet objectif sur la base qu'un branchement dessert un

ménage de dix (10) personnes et d'une projection future de 331 branchements privés à l'horizon du projet.

- Abreuvoir

En ce qui concerne la construction d'abreuvoirs, la population a proposé deux emplacements, mais pour des raisons de faisabilité, un seul a été retenu. Afin de choisir le meilleur emplacement pour cet abreuvoir, nous avons rencontré le groupement d'éleveurs du village, et après concertation, un abreuvoir a été installé consensuellement dans le quartier Kierma-centre selon les études socio-économiques. Les Coordonnées géographiques de l'abreuvoir sont : X= 690324 pour la longitude et Y=1329401 pour la latitude.

III.6.5. RESEAU DE DISTRIBUTION

Un réseau de distribution est un ensemble de canalisations, robinetteries, appareils hydrauliques et ouvrage de génie civil qui assure une alimentation permanente en toute saison et à toute heure. Sa conception prend en compte plusieurs facteurs tels que l'accessibilité des points de distribution, la qualité de l'eau, la permanence du service, la pression de service admissible et la vitesse et l'accessibilité financière aux usagers.

Le dimensionnement du réseau de distribution a débuté par le calcul du débit moyen horaire. Le temps de distribution est de 12h pour les BF et 24h pour les BP. Les hypothèses incluent également un temps de pompage de 16 heures, ainsi que l'application d'un coefficient de pointe journalier. Le réseau est de type ramifié et regroupe le réservoir de stockage, les branchements privés, les équipements de protection, les conduites, etc.

Le choix du réseau pour notre étude est de type ramifié dû à la dispersion de l'organisation spatiale de l'habitat et de l'absence du plan de masse d'urbanisation.

- **Matériau des conduites de distribution et les conditions d'écoulement**

Le matériau retenu pour les conduites de distribution est le **PEHD** avec une **pression nominale de 10bars**. Il est adapté pour les zones non loti avec une forte dispersion des habitats.

Le dimensionnement du réseau prend en compte plusieurs paramètres comme le débit de pointe horaire qui permet la satisfaction des demandes de pointe. Les vitesses d'écoulement comprises entre 0,3m/s et 1,5m/s, favorisent l'auto-curage et limitent l'érosion des conduites.

- **Diamètre des conduites de distribution**

La formule issue de la loi de continuité est utilisée pour déterminer le diamètre. Une fois le diamètre théorique calculé, on se réfère au catalogue des tubes PEHD pour choisir le diamètre commercial immédiatement supérieur. La conduite étant de section circulaire, le diamètre est obtenu en se basant sur l'hypothèse de vitesse égale à **1 m/s**.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v}} \quad (31)$$

Avec :

- Q : le débit en m³/s, et
- V : la vitesse hypothèse de 1m/s.

- **Pertes de charge à la distribution**

La perte de charge désigne la perte d'énergie d'un fluide lors de son écoulement. Il y'a deux types de pertes de charge. La perte de charge linéaire est due au frottement du fluide contre la paroi interne de la conduite sur une longueur donnée tandis que la perte de charge singulière est provoquée par des singularités placées sur les conduites. Pour notre étude, la formule de Manning Strickler est choisie car elle exagère les valeurs de perte de charge et nous met plus en sécurité.

Les pertes de charge singulières étant négligeables par rapport aux pertes de charge linéaires sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. Le coefficient de rugosité de M-S est égale à **120 m^{1/3}/s**.

$$\Delta H = \frac{10.29 * Q^2 * L}{KS^2 * D_{in}^{16/3}} \quad (32)$$

Avec :

- ΔH : Perte de charge du tronçon considéré (m)
- Q : Débit transitant dans le tronçon considéré (m³/s)
- L : Longueur du tronçon considéré (m)
- KS : coefficient de rugosité de la conduite PEHD (m^{1/3}/s)
- D_{in} : Diamètre intérieur des conduites (m)

- **Vitesses et pressions de l'eau des conduites de distribution**

Pour chaque tronçon, la vitesse et la pression sont calculées en tenant compte des critères d'écoulement spécifiés. La vitesse est calculée à partir de la formule du diamètre théorique. La

pression réelle à chaque nœud résulte de la différence entre l'altitude (Z_i) du nœud et la charge aval ($H_{i,aval}$). Cette charge aval est la différence entre la cote piézométrique en tête du réseau (Z_{radier}) et les pertes de charge cumulées ($\sum^{R\acute{e}s} pdc$).

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (33)$$

$$H_{i,aval} = Z_{radier} - \sum_i^{R\acute{e}s} pdc \text{ avec } Z_{radier} = \text{Max}(H_{i,min})$$

$$P_{i,r\acute{e}el,serv} = H_{i,aval} - Z_i$$

Avec :

- V : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)
- $H_{i,aval}$: charge aval au nœud i (m)
- $P_{i,r\acute{e}el,serv}$: Pression réelle de service au nœud i
- PDC : Pertes de charges au nœud i (m)
- Z_i : Altitude du nœud i (m)

III.6.6. CARACTÉRISTIQUES DES TRANCHÉES

Dans le cadre de l'étude, les conduites enterrées représentent la solution la plus couramment retenue pour les réseaux d'adduction et de distribution pour éviter l'encombrement des voies de circulation, les dommages causés par les chocs ou aux charges excessives. Les dimensions des tranchées doivent être adaptées à la stabilité du sol et aux différents diamètres des conduites tout en respectant les conditions suivantes.

$$\begin{aligned} P_{min} &\geq DN(m) + 0,8 \\ L_{min} &\geq DN(m) + 0,4 \end{aligned} \quad (34)$$

Avec :

- DN : diamètre nominal ou extérieur de la conduite (m)
- P_{min} : profondeur minimale de la fouille (m)
- L_{min} : Largeur minimale de la fouille (m)

III.6.7. ÉQUIPEMENTS HYDRAULIQUES ET OUVRAGES ANNEXES

- Les équipements hydrauliques

Les équipements de protection sont indispensables pour le bon fonctionnement du système d'approvisionnement en eau potable. Il s'agit :

- **des vannes de sectionnement** : elles permettent d'isoler des tronçons du réseau pour les opérations de maintenance ;
 - **des vidanges** : elles sont installées aux points les plus bas de la canalisation, elles permettent d'évacuer l'eau du réseau pour faciliter la maintenance et la réparation des conduites ;
 - **des ventouses** : elles sont placées aux points les plus élevés du réseau, ces équipements permettent d'éliminer les poches d'air présentes dans les conduites et d'améliorer le débit ;
 - **du by-pass** : il est situé au pied du réservoir et assure la continuité du service d'AEP pendant les opérations de maintenance du réservoir. Il permet de contourner temporairement ce dernier et d'effectuer directement un refoulement distributif ;
 - **du manomètre** : c'est un outil utilisé pour mesurer la pression de l'eau dans le réseau pour détecter toute anomalie ;
 - **du pressostat** : ce dispositif placé en tête du forage, arrête automatiquement la pompe lorsque la pression dans la conduite d'adduction atteint une valeur maximale prédéfinie afin d'éviter les débordements du réservoir ;
 - **du clapet anti-retour** : c'est une vanne qui garantit la circulation de l'eau dans un seul sens et la protection des équipements.
- **Les équipements annexes sont :**
 - le local technique : ce bâtiment abrite l'ensemble des équipements de contrôle et de régulation ;
 - le bureau : généralement à proximité du local technique ou de l'entrée du site, il accueille le personnel administratif et les techniciens pour assurer la gestion du planning ;
 - le magasin : il permet de stocker le matériel, les matériaux et les outils nécessaires à la maintenance du réseau ;
 - la clôture : est un mur pour sécuriser l'ensemble des installations contre les actes de vandalisme, les intrusions, etc. ;
 - les latrines : ce sont des latrines VIP (Ventilated Improved Pit) séparés pour les hommes et les femmes.

IV. ETUDE DE FAISABILITE DU SYSTEME D'AEP

IV.1. ETAT DE LIEUX DES OUVRAGES D'AEP EXISTANT

Selon l'INO 2023, les forages et les puits sont les principales sources d'approvisionnement en eau des habitants de Kierma. En effet, il ressort que le village de Kierma compte au total onze (11) forages équipés de Pompes à Motricité Humaine (PMH) dont trois (3) non fonctionnels et un puits moderne. Les caractéristiques des forages et du puits sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7: Répartition des ouvrages hydrauliques de Kierma [9]

Quartiers	Ouvrages hydraulique (PMH)			
	Marque	Coordonnées Géographiques		Fonctionnalité
Kierma-centre	ABI	-1,258139	12,022111	Bonne
Kierma-centre	India	-1,254194	12,018139	Bonne
Yimiougou	ABI	-1,246139	12,013250	Bonne
Yakin	India Mark2	-1,246972	12,014333	Bonne
Yakin	ABI	-1,241139	12,015917	Mauvaise
Donsin	ABI	-1,252444	12,021083	Mauvaise
Siguivoussé	Vergnet	-1,266583	12,024167	Mauvaise
Kierma-centre	India	-1,253639	12,006000	Bonne
Laabré(Ecole)	India Mark 2	-1,255722	12,021306	Bonne
Kierma-centre	India Mark 2	-1,257722	12,014667	Bonne
Kierma-centre	India	-1,252083	12,022333	Bonne

(INOH, 2023)

Tableau 8 : Répartition des ouvrages hydrauliques de Kierma-centre

Quartiers	Ouvrages Hydraulique (PM)	Coordonnées géographiques	
		X	Y
Kierma centre	1	-1,237500	12,022639

(INOH, 2023)

IV.2. ÉTUDE HYDROGÉOLOGIQUE

Les graphiques suivants indiquent les résultats pour les deux points sondés : SE 1 (X : 690286 ; Y : 1329165) et SE 2 (X : 690047 ; Y : 1329192).

❖ CORRÉLATION DES PROFILS GÉOÉLECTRIQUES DE SE1 ET SE2

Les profils géo-électriques montrent différentes anomalies le long du tracé, traduisant une hétérogénéité du sous-sol :

- le profil P1 révèle une anomalie de forme 'V'. Cette anomalie est également visible sur le profil P2.
- le profil P3 présente une seconde anomalie différente de forme 'W'.
- le profil P4 montre une troisième anomalie de forme 'U' favorable à la présence de l'eau quel que soit la formation géologique.

Ces observations ont motivé la sélection des profils P3 et P4 m pour des sondages verticaux. (Voir Annexe 4 : **Etude hydrogéologique**).

❖ CORRÉLATION DES SONDAGES ÉLECTRIQUES SE1 ET SE2

Les courbes issues des sondages SE1 et SE2 présentent les caractéristiques suivantes.

- Sondage électrique SE1

L'anomalie identifiée sur le profil P4 suggère fortement la présence d'une zone fracturée ou d'un niveau d'altération important, possiblement saturé en eau. Le sondage électrique vertical SE1 met en évidence une stratification bien marquée, révélée par des variations significatives de résistivité en profondeur.

Dans les premiers mètres du sous-sol (entre 2 et 6 m), les résistivités très élevées (de 331 à 165 Ohm.m) traduisent la présence d'un matériau relativement perméable et sec, probablement une altération sableuse.

Entre 8 et 30 m de profondeur, la résistivité chute progressivement jusqu'à environ 50 Ohm.m. Ces valeurs plus faibles correspondent à une altération argileuse, un milieu généralement riche en particules fines, capable de retenir l'eau mais très peu perméable.

En dessous de cette zone, à partir de 30 à 100 m de profondeur, la résistivité augmente progressivement pour atteindre 145 Ohm.m. Cette remontée traduit le passage à une seconde

altération sableuse, plus profonde, bien drainée et saturée en eau, constituant ainsi un aquifère profond de très bon potentiel.

- Sondage électrique SE2

L'anomalie constatée sur le profil SE2 présente une structure plus homogène en surface.

De 2 à 50 m de profondeur, les résistivités varient entre 74 et 60 Ohm.m. Ces valeurs moyennes sont caractéristiques d'un matériau modérément conducteur (conduit un peu le courant mais avec une certaine résistance), tel qu'une altération argileuse ou argilo-sableuse, partiellement saturée. Bien qu'humide, cette formation présente une faible perméabilité, ce qui limite sa capacité à constituer un aquifère exploitable.

Au-delà de 50 m, les résistivités augmentent de façon continue, atteignant 145 Ohm.m à 100 m de profondeur. Cette réponse géo-électrique montre le passage vers un matériau plus grossier, bien drainant et favorable à l'écoulement de l'eau souterraine. Il s'agit très probablement d'une altération sableuse profonde ou d'une roche fracturée.

❖ Interprétation

L'anomalie identifiée sur le profil P4 a une forme 'U' ce qui suggère fortement la présence d'une zone fracturée ou d'un niveau d'altération important, possiblement saturé en eau. Le sondage électrique SE1 met en évidence une stratification bien marquée, révélée par des variations significatives de résistivité en profondeur. Dans la partie superficielle (entre 2 m et 6 m), les résistivités très élevées traduisent la présence d'un matériau relativement perméable et sec, probablement une altération sableuse. Ce type de sol est souvent peu saturé mais très drainant, avec une porosité favorable à la circulation de l'eau. Entre 8 et 30 m de profondeur, la résistivité chute progressivement jusqu'à environ 50 Ohm.m. Ces valeurs plus faibles correspondent à une altération argileuse, un milieu généralement riche en particules fines, capable de retenir l'eau mais très peu perméable. Cette couche joue un rôle de barrière hydraulique, ralentissant les circulations verticales. En dessous de cette zone, à partir de 30 m et jusqu'à 100 m de profondeur, la résistivité augmente progressivement. Cette remontée traduit le passage à une seconde altération sableuse, plus profonde, bien drainée et saturée en eau, constituant ainsi un aquifère profond de très bon potentiel.

En comparaison, le sondage électrique SE2 met en évidence une structure plus stable, traduisant une nappe moins profonde ou un niveau d'altération plus mince. Bien que présentant des conditions acceptables pour un captage, ce point est moins favorable au point SE1.

Ainsi, SE1 est retenu comme point prioritaire pour le forage, en raison de la conjonction d'une anomalie marquée sur les profils et d'une réponse géo-électrique favorable en profondeur. Le point SE2 pourra être envisagé dans le cadre d'un développement complémentaire des ressources en eau.

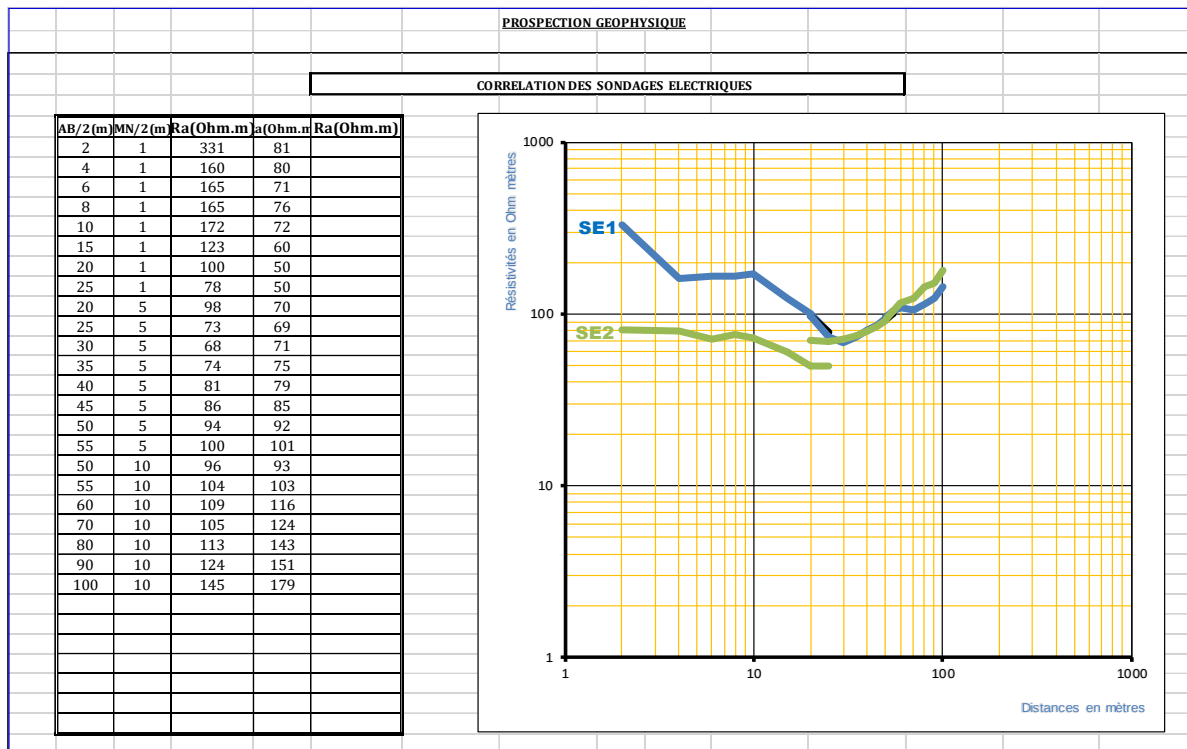


Figure 6: Corrélacion des Sondages électriques SE1 et SE2

IV.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'AEP

IV.3.1. ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU DES HABITANTS DE KIERMA

Pour réaliser l'étude de faisabilité de l'AEPS du village de Kierma, les hypothèses suivantes ont été émises :

Tableau 9 : Hypothèses de dimensionnement

Désignation	Valeurs
Horizon du projet	2050
Population de référence RGPH 2019 [hbts]	2 235
Taux de desserte par l'AEPS à l'horizon du projet	90%
Population desservie par Borne Fontaine	30%
Population desservie par Branchement Particulier	60%
Consommation spécifique des BF [litre/pers/jour]	20
Consommation spécifique des BP [litre/pers/jour]	25
Besoins annexes	10%
Rendement du réseau à l'échéance du projet	85%
Coefficient de pointe journalier	1,10
Coefficient de pointe horaire	$2.5 \leq C_{ph} \leq 3$
Temps théorique de pompage journalier [h]	16
Temps de distribution journalière des BF [h]	12
Temps de distribution journalière des BP [h]	24
Nombre de personnes par BF [hbts]	500
Nombre de personnes par BP [hbts]	10
Vitesse des conduites de distribution [m/s]	$0,3 < V < 1,5$
Pression minimum de service [mCE]	$5 \leq P \leq 20$
Nature des conduites de refoulement/distribution	PEHD

L'AEPS devra desservir 90% de la population à l'échéance du projet. Les branchements particuliers fonctionneront toute la journée tandis que les bornes fontaines généralement gérées sous contrat, auront un temps de service de douze (12) heures. Chaque branchement particulier desservira 10 personnes et chaque borne fontaine desservira en moyenne 500 personnes. L'estimation de la demande s'est faite avec les coefficients de pointe journalier et horaire et un temps de pompage de seize (16) heures permettra de satisfaire cette demande répartie en dix (10) heures pour le groupe électrogène et six (06) heures pour l'énergie solaire. Les conduites en Poly Éthylène Haute Densité (PEHD) assureront une vitesse d'écoulement comprise entre 0,3m/s et 1,5m/s et garantiront une pression minimale de 5 à 20 mCE.

IV.3.2. TAUX DE CROISSANCE DE LA POPULATION DE KIERMA

Pour la province du Bazega, le taux de croissance retenu est de **1,27%** calculée grâce aux données des RGPH 2006[13] et 2019[4], afin d'éviter la sous-estimation de la population future. Ce résultat est présenté dans l'**Annexe 1 : Estimation de la population**.

IV.3.3. POPULATION DESSERVIE A L'ECHEANCE DU PROJET

La population de Kierma à l'horizon 2050, est estimée grâce au modèle géométrique de croissance de Malthus qui tient compte des données du RGPH de 2019 et du taux de croissance retenu. Le système sera fonctionnel en 2026 et devra couvrir les besoins en eau de 90 % de la population.

Tableau 10 : Projection et évaluation de la population à desservir

	Année	2019	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Population totale	[Hbts]	2235	2441	2567	2734	2912	3102	3303
Taux de desserte	[%]		45%	80%	89%	90%	90%	90%
Populations desservies	[Hbts]		1099	2054	2434	2621	2791	2973

En 2050, le village de Kierma aura une population de trois mille trois cent trois (3303) habitants dont deux mille neuf cent soixante-treize (2973) et seront desservis par l'AEPS.

IV.3.4. BESOINS EN EAU POTABLE DE LA POPULATION À DESSERVIR

L'approvisionnement en eau se fera grâce aux bornes fontaines et aux branchements privés. Un taux de desserte de 30% sera appliqué aux bornes fontaines et 60% aux branchements privés.

Tableau 11 : Récapitulatif des besoins en eau potable des populations à desservir en fonction des années

Année		Unité	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Taux de desserte aux	BP	[%]	25%	56%	60%	60%	60%	60%
Population desservie par		[Hbts]	610	1438	1641	1747	1861	1982
Consommation journalière par		[m ³]	15	36	41	44	47	50
Taux de desserte aux	BF	[%]	20%	24%	29%	30%	30%	30%
Population desservie par		[Hbts]	488	616	793	874	930	991
Consommation journalière par		[m ³]	10	12	16	17	19	20
Consommation domestique	BP+BF	[m ³]	25	48	57	61	66	70
Consommation annexe		[m ³]	3	5	6	6	7	7
Consommation journalière moy.		[m ³ /j]	28	53	63	67	73	77
Rendement du réseau		[%]	95%	90%	90%	85%	85%	85%
Production Moyenne par jour		[m ³ /j]	29	59	70	79	85	91
Production de Pointe par jour		[m ³ /j]	32	65	76	87	94	100

Les besoins domestiques pour les branchements privés et les bornes fontaines sont estimés à **77 m³/j**. La production journalière de pointe s'élève à **100 m³/j**, en tenant compte des pertes dans le réseau dont un rendement de 85% et des besoins annexes qui représentent 10% des besoins domestiques.

IV.3.5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT

a. DEBIT DU RESEAU D'ADDUCTION

La mise en place du projet comprend la recherche de sources d'eau souterraine pour alimenter le réseau. Les résultats du temps réel de pompage et du nombre de forages d'ici 2050 sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 12 : Débits du réseau d'adduction en fonction des années

	Année	2 026	2 030	2 035	2 040	2 045	2 050
Débit théorique de pompage	(m3/h)	5	5	5	10	10	10
Nombre de forage	U	1,0	1,0	1,0	2,0	2,0	2,0
Débit moyen horaire dis	(m3/h)	1,33	2,70	3,19	3,63	3,86	4,11
Coefficient de pointe horaire calculé		3,67	3,02	2,90	2,81	2,77	2,73
Coefficient de pointe horaire retenue		2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
Débit de pointe horaire	(m3/h)	3,63	7,38	8,70	9,90	10,55	11,23
Débit de pointe horaire	(l/s)	1,01	2,05	2,42	2,75	2,93	3,12

À l'horizon 2050, deux forages de **5m3/h** minimum seront nécessaires pour couvrir la demande escomptée. En effet un seul forage de 5m3/h minimum ne pourra pas couvrir les besoins en eau de la population jusqu'en 2050. Alors il faudrait donc mettre en place un forage supplémentaire avec un débit de 5m3/h minimum à partir de **2038**.

b. DIAMETRE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION

Le dimensionnement du diamètre de la conduite d'adduction s'est appuyé sur les cinq (5) formules énumérées plus haut. Le choix final de la conduite de refoulement (PEHD, PE 100, PN16) a tenu compte des critères de Flamant.

Tableau 13 : Calcul du diamètre de la conduite d'adduction

PEHD PN 16								
Calcul de la conduite de refoulement	Debit (m ³ /s)	Temps de pompage (h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	vitesse	Condition de Flamant ($V \leq 0,6 + D_{ref}/100$)	Condition Flamant
Bresse	0,0014	16	55,90	81,80	90	0,26	0,68	Vérifiée
Bonnin	0,0014		37,27	57,20	63	0,54	0,66	Vérifiée
Bédjaoui	0,0014		47,33	57,20	63	0,54	0,66	Vérifiée
Munier	0,0014		49,19	57,20	63	0,54	0,66	Vérifiée
Bresse modifié	0,0014		89,26	100,00	110	0,18	0,70	Vérifiée

Toutes les formules satisfont les conditions de Flamant. Les diamètres optimisant l'investissement tout en garantissant l'efficacité du système sont issues des formules de : Bresse, Bonnin, Meunier et Bédjaoui. Notre choix s'est orienté vers le diamètre proposé par la formule de Bresse avec un diamètre intérieur de **81,8 mm** correspondant à un diamètre nominal de **90 mm** et une pression nominale de **16 bars** (PEHD, DN90, PN16).

c. VÉRIFICATION DU COUP DE BÉLIER

Comme indiqué dans la méthodologie, on distingue deux types de coups de bélier : celui dû à une surpression et celui provoqué par une dépression. Le tableau ci-dessous présente les résultats :

Tableau 14 : Vérification du phénomène de coup de Bélier

Désignation	Unité	Valeur
Débit de refoulement (Q)	m ³ /h	5
Longueur de la conduite (L)	m	2574
Diamètre intérieur (Dint)	m	0,0818
Diamètre extérieur (Dex)	m	0,090
Epaisseur de la conduite e	m	0,0041
Rugosité (k) pour PEHD	—	33
Module d'élasticité du fluide (Pa) Epsilon	Pa	2*10 ⁹
Module d'élasticité de la conduite (Module de Young) (Pa) E	Pa	3*10 ⁹
Accélération de la pesanteur (g)	m/S ²	9,81
Pression Nominale (PN)	mCE	160
1,2*PN		192
Vitesse d'écoulement (U)	m/S	0,516811464
Célérité ©	m/S	373,97
Variation de Pression ΔP	m	19,7
Hauteur Manométrique Total (HMT) Pf	m	77
Temps de perturbation (Tf)	s	2
Durée aller-retour de l'onde	s	13,76587762
Surpression		
Hmax=HMT+ΔP	m	96,701
Hmax/PN		0,6
PMA	m	192
HMT+ΔP < 1,2*PN : Pas de risque de coup de bélier		
Dépression		
Hmin=HMT-ΔP	m	57,30
Pa	m	10,33
Pa < HMT-ΔP : Pas de risque de dépression		
Pmax=HMT+ΔP-ND	m	56,70
Pmin=HMT-ΔP-ND	m	17,30

Le temps d'arrêt de la pompe est inférieur au temps aller-retour de l'onde le long de la conduite, donc c'est une perturbation rapide. La surpression n'est pas préjudiciable à la conduite de refoulement parce que la pression maximale de l'eau H_{max} est inférieure à la pression maximale admissible et que le rapport H_{max}/P_N est inférieur à 1,2. Il en est de même pour la dépression car la pression atmosphérique P_a est inférieure à la pression minimale de l'eau H_{min} . Aucun dispositif de protection n'est requis contre le coup de bélier pour la conduite. Toutefois, pour anticiper toute situation imprévue, il est recommandé de prévoir une soupape de décharge pour protéger les conduites contre les surpressions.

d. CHOIX ET CARACTÉRISTIQUE DE LA POMPE IMMERGÉE

- **Choix des pompes**

Le choix des pompes est basé essentiellement sur le catalogue **GRUNDFOS**. Le pompage des deux forages sera assuré par une pompe immergée **SP 5A-21**. Les caractéristiques de la pompe sont présentées dans le tableau ci-dessous :

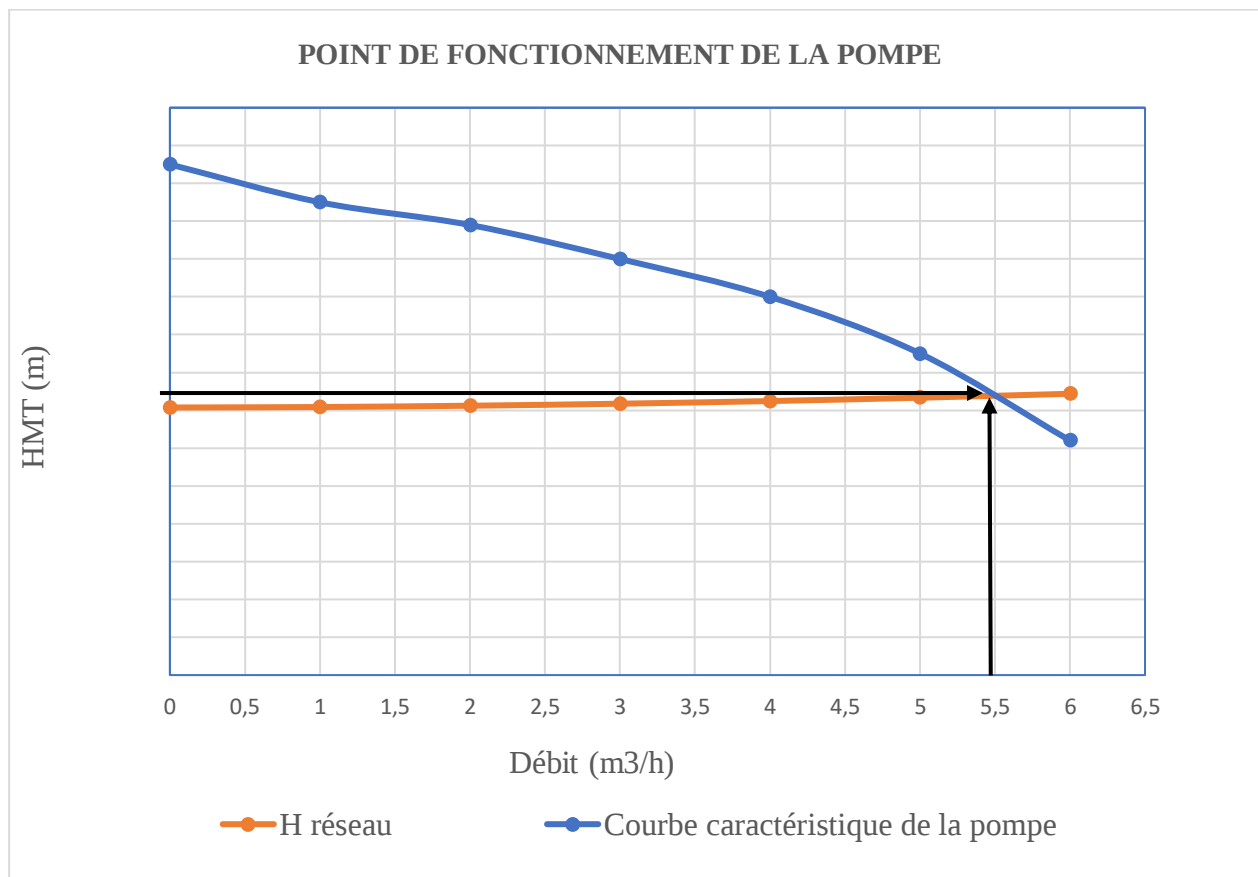
Tableau 15 : Caractéristique des pompes

Intitulés		Caractéristiques
Marque		GRUNDFOS
Nom du produit		SP 5A-21
Débits (m ³ /h)		5
HMT (m)		77
Moteur	Type	MS 402
	Puissance (kW)	2,2
	Vitesse nominale (tr/min)	2900
	Diamètre (pouce)	4
Poids net (kg)		18,5
Fréquence (Hz)		50
Rendement pompe(%)		57,8
Rendement moteur (%)		76,3
Intensité (A)		5,5
Tension nominale (V)		400

- **Le point de fonctionnement de la pompe**

Le point de fonctionnement de la pompe détermine les conditions optimales de refoulement. A ce point, la pompe a un débit de 5,4 m et une HMT de 77m sur la figure suivante.

Figure 7 : Point de fonctionnement de la pompe



IV.4. DIMENSIONNEMENT DES SOURCES D'ENERGIE

IV.4.1. CHAMP PHOTOVOLTAÏQUE

Les résultats du dimensionnement du champ photovoltaïque sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 16 : Caractéristiques du champ PV

Champ photovoltaïque					
Puissance crête module (Wc)	Energie nécessaire à produire du champ PV (Wh/j)	Puissance crête du champ PV (Wc)	Ensoleillement journalier (kWh/m²/j)	Puissance réelle (Wc)	Nombre module PV retenu
250	17896,72	4474,18	5,00	4500	18

La puissance crête obtenue après calcul est de 4500 Wc et le nombre de module est égale à 18 modules de 250 Wc dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau.

Tableau 17 : Caractéristiques du module PV

Caractéristiques du panneau	
Technologie	Polycristallin
Puissance crête (Wc)	250
Tension à puissance max (Vmp) (V)	30,45
Intensité à puissance max (Imp) (A)	8,21
Tension à vide (Voc) (V)	36,54
Intensité court-circuit (Isc) (A)	9,44
Rendement module	16%

Il est recommandé pour un rendement optimal, d'opter pour l'inclinaison des panneaux à un angle égal à la latitude 15° Sud.

IV.4.2. DIMENSIONNEMENT DE L'ONDULEUR

Les caractéristiques de l'onduleur hybride sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Caractéristiques de l'onduleur hybride

Onduleur					
Pp (kW) Puissance Pompe	Kr (facteur pour divers autres équipements électriques)	Rendement (pompe + moteur)	Cosinus phi (cos ϕ)	Puissance apparente calculée (P_{ac}) (kVA)	Puissance apparente retenue (P_{aret}) (kVA)
2,2	1,05	0,5	0,85	4,09	5

L'onduleur a une puissance de 5 kVA, qui est un onduleur hybride capable de prendre plusieurs sources d'énergie (énergie solaire et thermique dans notre cas).

IV.4.3. DIMENSIONNEMENT DU GROUPE ELECTROGENE

Les résultats du dimensionnement du groupe électrogène figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau 19 : Résultats du dimensionnement du groupe électrogène

Groupe électrogène						
Pp (kW) Puissance Pompe	Kr (facteur pour divers autres équipements électriques)	Rendement (pompe + moteur)	Cosinus phi (cos ϕ)	Puissance apparente calculée (P_{ac}) (kVA)	Tension max (V)	Puissance apparente retenue (P_{aret}) (kVA)
2,2	1,05	0,5	0,85	8,09	400	10

Pour intégrer le courant de démarrage du moteur électrique, le courant nominal du groupe électrogène doit être au moins deux fois supérieur au courant nominal de la pompe. Ainsi, nous sélectionnons un groupe électrogène triphasé à moteur diesel de 10 kVA.

IV.5. DIMENSIONNEMENT DU RÉSERVOIR

IV.5.1 DIMENSIONNEMENT DU VOLUME DU RÉSERVOIR

Le choix du type de réservoir est un modèle en métal de forme cylindrique. Ce type de réservoir bénéficie d'une expertise bien établie sur le marché et présente des coûts d'investissement relativement plus faibles que ceux des réservoirs en béton, particulièrement pour des volumes réduits.

Tableau 20 : Caractéristiques du réservoir

Paramètres	Unités	Valeurs
Production du jour de pointe	[m ³]	100
Capacité utile du réservoir	[m ³]	29,7
Hauteur de la cuve du château	[m]	4,16
Diamètre de la cuve (Hce)	[m]	3,5
Côte terrain naturel du château (Zce)	[m]	300
Hauteur sous-radier du château (Hradier)	[m]	10

La capacité utile du réservoir obtenu par la méthode forfaitaire est de **29,7 m³**. Pour une sécurité à l'horizon du projet, nous majorons ce volume à **40 m³** avec une hauteur de **4,16m**, un diamètre de **3,5 m**. Il sera implanté au sol à la cote TN 300 m, surélevé du sol d'une hauteur sous-radier de **10 m** avec le trop plein à la cote **310 m**.

IV.5.2. TRAITEMENT DE L'EAU

Dans notre étude, une pompe doseuse capable d'injecter 4 litres de chlore par heure est nécessaire. Cette injection permet d'obtenir un temps de contact de 3,56 heures, ce qui dépasse largement le minimum recommandé de 2 heures pour une désinfection efficace de l'eau. Le temps de séjour, quant à lui, est estimé à 0,4 jour, ce qui reste suffisant pour garantir un bon traitement. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 21 : Dimensionnement de l'unité de potabilisation de l'eau

Paramètres	Unités	Valeurs
Dose de traitement	(mg/L)	2
Débit d'eau à traité (m³/h)	(m³/h)	10
Concentration de la solution de chlore	(g/L)	5
Débit d'injection de la pompe doseuse	(l/h)	4
Temps de fonctionnement par jour	(h)	16
Volume du bac	(L)	64
Masse journalière de chlore	(g)	320
Masse annuelle de chlore	(kg)	116,8

Tableau 22 : Résultats du traitement de l'eau

Paramètres	Unités	Valeurs	Condition	Vérification
Débit de pointe horaire de distribution	(m³/h)	11,23		
Production de jour de pointe	(m³)	100		
Volume du réservoir retenu (Cu)	(m³)	40		
Temps de contact du Chlore	(h)	3,56	≥ 2h	BON
Temps de séjour	(J)	0,4	≤ 2j	BON

Avec un temps de contact du chlore de 3 heures 56 minutes et un temps de séjour de 0,40 jour, les conditions sont respectées, garantissant une désinfection optimale de l'eau par le chlore tout en évitant sa dispersion totale.

IV.6. RÉSEAU DE DISTRIBUTION

Le calcul des débits permet de définir les diamètres des conduites, les vitesses dans chaque tronçon et les pressions en chaque nœud. Les pertes de charge ont été déterminées à l'aide de la formule de **Manning-Stickler**. (Voir Tableau 23).

Tableau 23 : Dimensionnement du réseau de distribution

Réseau de distribution														
Tronçon	Longueur (m)	Q (l/s)	Débit (m³/s)	Dth (mm)	Dn (mm)	Dint (mm)	j(m)/Tronçon	jx-r (m)	Ztn aval (m)	Pmin (m)	Zmin imposé par X (m)	P imposé en X (m)	Pression hydrostatique	Vitesse (m/s)réelle
CE-N3	518,3	8,10	0,00810	102	110	103,4	4,38	4,38	296,73	5	306,11	8,89	13,27	0,97
N3-N4	96,3	5,10	0,00510	81	110	103,4	0,32	4,70	295,06	5	304,76	10,24	14,94	0,61
N4-N5	2256	2,25	0,00225	54	90	84,6	4,29	8,99	291,39	5	305,38	9,62	18,61	0,40
N4-N6	1390	2,75	0,00275	59	90	84,6	3,95	8,65	292,51	5	306,16	8,84	17,49	0,49
N3-N7	578,1	3,00	0,00300	62	90	84,6	1,95	6,33	296,31	5	307,64	7,36	13,69	0,53
N7-N9	1568,00	2,25	0,00225	54	90	84,6	2,98	9,32	293,30	5	307,62	7,38	16,70	0,40
N6-N13	521,60	2,00	0,00200	50	63	59,2	5,26	13,91	290,37	5	309,28	5,72	19,63	0,73
N5-N11	2933	1,50	0,00150	44	90	84,6	2,48	11,47	289,95	5	306,42	8,58	20,05	0,27
N7-BF10	15	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,02	6,36	295,96	5	307,32	7,68	14,04	0,27
N5-BF9	20	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,03	9,02	291,67	5	305,69	9,31	18,33	0,27
N11-BF8	250,6	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,36	11,83	292,21	5	309,04	5,96	17,79	0,27
N11-BF7	887,7	0,75	0,00075	31	63	59,2	1,26	12,73	287,78	5	305,51	9,49	22,22	0,27
N9-BF6	2525	0,75	0,00075	31	63	59,2	3,58	12,90	287,12	5	305,02	9,98	22,88	0,27
N9-BF5	527,5	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,75	10,06	287,75	5	302,81	12,19	22,25	0,27
N9-BF4	168,5	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,24	9,56	291,65	5	306,21	8,79	18,35	0,27

N13-ABREV	387,6	0,50	0,00050	25	63	59,2	0,24	14,16	285,85	5	305,01	9,99	24,15	0,18
N13-BF3	576,9	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,82	14,73	290,54	5	310,27	5,00	19,46	0,27
N13-BF2	293,5	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,42	14,33	288,07	5	307,40	7,60	21,93	0,27
N6-BF1	142,6	0,75	0,00075	31	63	59,2	0,20	8,85	292,72	5	306,57	8,43	17,28	0,27

La pression maximale de **12,19 m** et de pression minimale **5,00 m** tandis que la vitesse maximale est de **0,97 m/s** et une vitesse minimale de **0,27 m/s**. Le réservoir est placé à une hauteur de 310 m et une hauteur sous radier de 10 m. Il y'a trois classes de diamètres allant du DN 63, 90, 110. Les dimensions des fouilles sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 24 : Dimensions des fouilles

		Diamètres (mm)		
		63	90	110
Valeurs calculées	Profondeur (m)	0,863	0,89	0,91
	Largeur (m)	0,463	0,49	0,51
Valeurs retenues	Profondeur (m)	0,9		1
	Largeur (m)	0,5		0,6

Pour les conduites allant de DN 63 à DN 90, une profondeur de fouille de 0,9 m est retenue et d'un (1) mètre pour les conduites de DN 90 à DN 110.

IV.6.1. SIMULATION EPANET DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

EPANET est un logiciel dédié au calcul et à la simulation des réseaux de distribution d'eau potable. Elle a été faite sur le logiciel « **Epanet 2.0** » afin de vérifier les dimensions établies par Excel. Cette méthode permet de comparer les résultats de la méthode analytique aux résultats de la méthode numérique pour garantir la fiabilité du réseau. Le réseau dimensionné sur Excel a été modélisé dans le logiciel EPANET en intégrant les données telles que les altitudes des nœuds, les longueurs des tronçons, et l'altitude du réservoir. Les résultats ont permis de comparer les vitesses d'écoulement et les pressions aux nœuds.

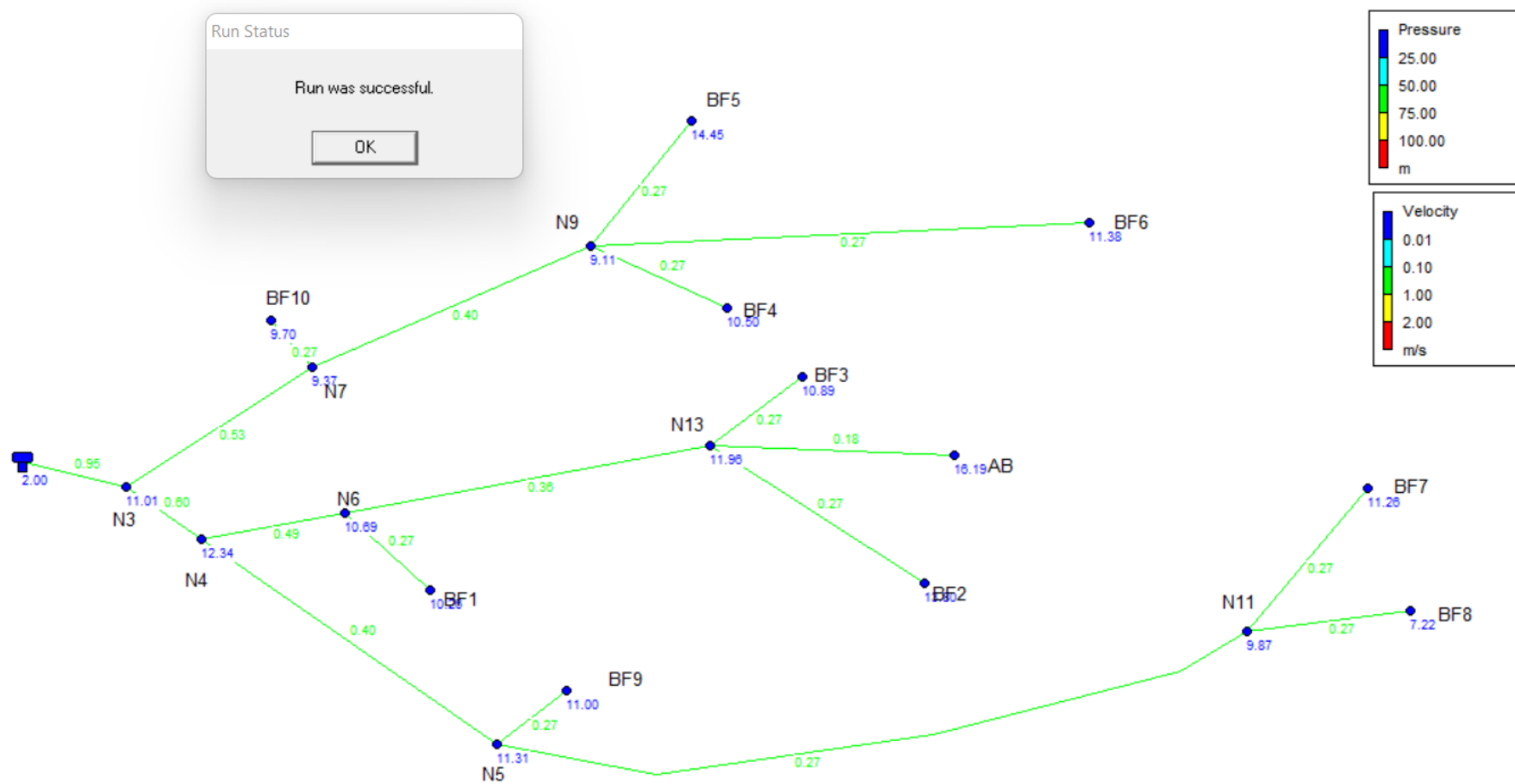


Figure 8 : Réseau de distribution

IV.7. RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES RESEAUX

Le système d'AEP du village de Kierma a donc une longueur totale de **18231 m** dont 2574 m pour la conduite de refoulement et 15657 m pour la conduite de distribution.

Tableau 24 : Longueur totale du système d'AEP

Diamètres (mm)	110	90	63
Longueurs (ml)	615	8725	8891
Longueurs totale (ml)	18231		

V. MODE DE GESTION DU SYSTÈME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

Au Burkina Faso, pour pérenniser les réalisations dans le domaine de l'eau potable, une réforme du système de gestion des infrastructures hydrauliques d'approvisionnement en eau potable en milieu rural et semi urbain a été instituée suivant le décret N°2000-514/PRES/PM/MEE du 03 novembre 2000. Ce document a été relu sous l'intitulé « Document cadre de gestion du service public de l'eau potable en milieu rural au Burkina Faso » [14]. Les différentes modes de gestion des systèmes d'AEPS mises en œuvre au Burkina Faso sont analysés en **Annexe 2 : Mode de gestion du système d'approvisionnement en eau potable des** .

De nos jours, la tendance générale est de préconiser la gestion déléguée de type affermage. Cette gestion tient compte des critères de sélection de l'opérateur privé, de la capacité de contrôle, d'exploitation et d'entretien et la motivation de l'opérateur par une rémunération adéquate. Ce mode de gestion peut rendre le service soutenable, viable et fiable pouvant répondre aux besoins de consommations. C'est ainsi que le nouveau cadre d'application de la réforme du système de gestion des infrastructures hydrauliques d'AEPS encourage l'émergence d'opérateurs privés dans le domaine de l'eau. Le mode de gestion du nouveau système AEPS du village de Kierma sera donc géré par affermage.

VI. EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX DU PROJET

Dans le cadre de la mise en œuvre des projets de développement, il est très important d'évaluer leurs effets sur l'environnement et la société. C'est à cet effet qu'intervient la notice d'impact environnemental et social (NIES). Conformément au décret N°2015-1187/PRES-TRANS/ PM/ MERH/ MATD/MME/MS/MARHASA/MRA/MICA/MHU/MIDT/MCT du 22 octobre 2015, tout promoteur de projet au Burkina Faso est tenu de réaliser une étude d'impact

environnemental afin d'identifier les risques pour l'environnement et de proposer des mesures d'atténuation appropriées. Selon le guide général de réalisation des études d'impact environnemental, les projets de développement sont classés en trois catégories à savoir :

- la catégorie A : elle représente les activités qui requièrent une étude d'impact environnemental et social ;
- la catégorie B : elle représente les activités qui requièrent une notice d'impact environnemental et social ;
- la catégorie C : elle représente les activités qui ne requièrent ni une étude, ni une notice d'impact environnemental et social mais nécessitent plutôt une prescription environnementale.

Les projets d'alimentation en eau potable simplifiée sont classés en **catégorie B**.

VI.1. IDENTIFICATION DES ACTIVITÉS SOURCE D'IMPACT

La réalisation d'un système de l'AEPS nécessite des activités telles que :

- ✓ l'installation du chantier et acheminement du matériel sur les sites ;
- ✓ les opérations de développement du forage ;
- ✓ la mise en place des canalisations ;
- ✓ l'implantation et la conception du réservoir d'eau ;
- ✓ la construction d'abris pour les équipements.

VI.2. LES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

Sur l'aspect social, le projet peut induire des impacts à la fois positifs et négatifs.

Comme impacts positifs, on relève : la création d'emplois ; l'amélioration des conditions d'accès à l'eau potable et à l'assainissement ; la lutte contre les maladies hydriques ; le renforcement de l'économie locale des habitants de Kierma ; la réduction des coûts avec des tarifs plus attractifs pour les branchements privés et les bornes fontaines.

Les impacts négatifs comprennent : la perturbation des us et coutumes ; la perturbation de la circulation ; la perte des terres agricoles ; le déplacement des populations.

La réalisation des travaux de l'AEPS peut engendrer des impacts négatifs sur l'environnement notamment :

- l'accroissement des émissions de gaz à effet de serre pendant les travaux de construction ;

- les vibrations et les nuisances sonores ;
- la contamination de la nappe phréatique par les huiles des engins d'excavation pendant la pose des conduites ;
- l'érosion et la dégradation des sols ;
- l'élimination de certaines espèces en voie de disparition lors du tracé du réseau.

VI.3. LES MESURES D'ATTENUATION ET DE BONIFIACATION

Les mesures d'atténuation ont pour objectif de prévenir, de réduire ou de compenser les effets négatifs sur l'environnement et les populations. Elles sont consignées et détaillées dans un tableau en **Annexe 6 : Mesures d'atténuation**.

VII. ANALYSE FINANCIERE DU PROJET

L'analyse financière est une étape importante qui permet l'évaluation de la viabilité, la rentabilité et la durabilité du projet dans le contexte économique actuel du pays ou de la région. Elle permet de déterminer si les ressources financières mobilisées sont suffisantes pour couvrir les investissements et si les recettes générées assureront la maintenance du système. La bonne évaluation financière d'un projet nécessite une approche méthodologique.

VII.1. EVALUATION DU COUT DU PROJET

Le coût global pour la mise en place de notre système d'approvisionnement en eau potable est estimé à **356 838 832 FCFA TTC**. Les résultats figurent dans le tableau ci-après :

Tableau 25 : Estimation de coût du projet

N°	Désignation	Prix Total
I	INSTALLATION DE CHANTIER ET FORFAIT GENERAUX	5 000 000
II	OUVRAGE DE CAPTAGE ET EQUIPEMENTS D'EXHAURE	11 530 000
III	GENERATEURS	22 665 000
IV	REFOULEMENTS	24 586 850
V	TRAITEMENT DE L'EAU	5 520 000
VI	STOCKAGE-CHATEAU D'EAU METALLIQUE 40 m ³ , hc=10 m	38 000 000
VII	DISTRIBUTIONS	145 383 940
VIII	CONSTRUCTION DE REGARDS ET POSE DE PIECES (VI+VE)	2 130 000
IX	BORNES FONATINES (BF), BRANCHEMENTS PRIVES (BP) ET ABBREUVOIRS	25 050 000
X	EQUIPEMENTS ANNEXES-LOCAUX D'EXPLOITATION	21 000 000
XI	PIECES DE RECHANGES ET DIVERS	1 540 000
TOTAL HORS TAXES		302 405 790
TVA (18%)		54 433 042
TOTAL TTC		356 838 832

VII.2. ANALYSE FINANCIERE

L'impact économique de la création du centre de Kierma parle de lui-même au regard de sa contribution à la lutte contre la pauvreté, à la création d'emplois, à l'amélioration de la santé des populations et à l'amélioration des conditions de vie des populations. Donner des valeurs tutélaires à ces éléments montrerait d'emblée la rentabilité économique du projet. Dans le contexte de déficit en eau potable de la plupart des localités du Burkina, l'impact économique est inéluctable à chaque fois qu'un ouvrage de production est réalisé ou raccordé. L'analyse financière du projet d'AEPS de Kierma a été faite en considérant l'ensemble des éléments du devis. Les hypothèses suivantes ont été utilisées pour l'analyse financière. On peut noter :

- la durée de vie du projet est de 24 ans ;
- le renouvellement des équipements est de 10 ans pour les équipements électromécaniques et 30 ans pour les ouvrages ;

- nous retenons que pour la gestion de l'AEP, le gestionnaire ne supporte que les charges d'exploitation et de renouvellement suivant les objectifs de la réforme sur la gestion des ouvrages hydrauliques ;
- le prix de mètre cube d'eau sera vendu à 366 FCFA de 2023 à 2050 pour les BP ;
- le prix de mètre cube d'eau sera vendu à 300 FCFA de 2023 à 2050 pour les BF ;
- le chef de centre aura un salaire mensuel de 125 000 F CFA ;
- l'agent technico-commercial aura un salaire mensuel de 90 000 F CFA ;
- le gardien aura un salaire mensuel de 50 000 F CFA ;
- les gestionnaires des bornes fontaines auront un salaire mensuel de 50 000 F CFA.

Sur la base de ces hypothèses, l'analyse faite dégage un résultat net après impôt sur les sociétés (27,5 %) de dix millions cinq cent quatre-vingt-un mille cent quatre-vingt-quatre (10 581 184) francs CFA. La **valeur actuelle nette (VAN)** s'élève à **moins trente-neuf millions trois cent soixante-quatorze mille quatre cent trente (39 374 430) francs CFA** pour un taux d'actualisation de 10%. La durée de récupération est d'environ 24 ans. Le taux de rentabilité interne est de - **15,3 % < 0** et l'indice de profitabilité est de - **0,53 < 1**. (*Annexe 5*)

Ces valeurs démontrent que le projet d'AEPS de Kierma n'est pas très rentable sur le plan financier à moyen terme. Toutefois, le déficit pourrait être compensé par le système de péréquation des centres excédentaires. Le tableau en **Annexe 5 : Devis et analyse financière** présente les résultats du calcul de la rentabilité financière de l'exploitation de l'AEPS de Kierma.

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Cette étude a été réalisée dans le cadre de la gestion durable des ressources en eau et à l'amélioration de l'accès à l'eau potable par le Ministère de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement qui véritablement nous a permis de disposer des éléments nécessaires à la mise en place d'un système d'AEPS pour le village de Kierma. Elle a couvert l'évaluation des besoins en eau, les études hydrogéologiques, la conception et le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution, ainsi que l'estimation des coûts et l'analyse des impacts environnementaux et sociaux. Le système proposé est basé sur deux (02) forages à haut débit dont l'un de 5m³/h minimum avant 2030 et l'autre à partir de 2038 pour atteindre l'horizon 2050. Aussi une alimentation hybride par le système solaire et par le groupe électrogène, un château d'eau métallique de 40 m³ et un réseau de distribution ramifié, a été dimensionné pour une population projetée de 3 303 habitants à l'horizon 2050. Le débit journalier nécessaire est estimé à 100 m³/jour, permettant de satisfaire 90 % de la population cible. Le coût global du projet est évalué à **356 838 832 FCFA TTC**.

Au regard de l'ensemble des résultats obtenus, nous formulons les recommandations suivantes pour assurer la durabilité et l'efficacité du système mis en place :

❖ **À l'endroit de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEF) :**

- veiller à la réalisation d'au moins deux forages productifs de débit $\geq 5 \text{ m}^3/\text{h}$;
- diligenter un suivi rigoureux de la qualité de l'eau (analyses périodiques) ;
- assurer une gestion professionnelle du service via un contrat d'affermage ;
- entretenir régulièrement les équipements électromécaniques et hydrauliques.

❖ **À l'endroit de l'Entreprise ou Maître d'Ouvrage :**

- respecter les prescriptions techniques et environnementales durant les travaux ;
- assurer un contrôle qualité strict des matériaux et équipements installés ;
- responsabiliser la population bénéficiaire sur l'utilisation rationnelle de l'eau potable.

❖ **À l'endroit du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement :**

- renforcer les capacités opérationnelles des acteurs locaux pour s'approprier l'ouvrage afin de garantir une gestion durable ;

- intégrer les bonnes pratiques d'hygiène et d'assainissement dans les actions communautaires ;
- mettre en place un mécanisme de suivi-évaluation à long terme du système installé.

Pour conclure, cette étude pose les bases solides pour un accès durable à l'eau potable dans le village de Kierma. Elle répond aux objectifs du PN-AEP dans le cadre de la bataille de l'eau et contribue à l'atteinte des ODD relatifs à l'eau et à la santé des populations au Burkina Faso.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] OMS, UNICEF 2022 « Observations des inégalités en eau potable », Consulté le: 26 juin 2025
- [2] UN World Water Development Report (2023) « Rapport mondial des Nations Unies sur la mise en valeur des ressources en eau ». Consulté le: 26 juin
- [3] A. Kahn-Jochimek, « Le programme de Développement Durable », Développement durable. Consulté le: 20 Mars 2025.
- [4] INSD. (2006). Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) du Burkina Faso
- [5] INSD. (2019). Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) du Burkina Faso
- [6] MATHIEU OUEDRAOGO, Statisticien Démographe, SP/CONAPO et TOUBOU RIPAMA, Géographe Démographe, INSD, « État et structure de la population ». Consulté le: 23 Mars 2025
- [7] MAIRIE. (2018) : « Plan Communal de Développement de Kombissiri »
- [8] GBTI 2024: « Rapport socio-économique de Kierma »
- [9] NICAISE YALO, 2024 : « TECHNIQUE D'IMPLANTATION DE FORAGE »
- [10] BABACAR DIENG (2005) : « Hydrogéologie et ouvrage de captage »
- [11] MEFP/PUDTR (2022) : « Termes de référence-mission d'intermédiation sociale, d'implantation et du suivi contrôle des travaux forage, AEP ou AEPS
- [12] Roland O. YONABA, 2015 « ADDUCTION D'EAU POTABLE Calcul des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP ».
- [13] Grundfos Product Center, Décembre 2024 : « Sizing and selection of pumps and pump solutions | Grundfos »
- [14] Dr Lawani A. MOUNIROU, 2018 : « ESSENTIEL de Pompes et Stations de Pompage ».
- [15] MEEA/PN-AEP. (2014). Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable

- [16] DGEP (2019). Décret définissant les normes, les critères et les indicateurs d'accès au service public d'eau potable
- [17] POYIE CASIMIR SOME (2023) : Etude de faisabilité technique et financière d'un système d'Adduction d'Eau Potable Simplifié (AEPS) à Sogpelsé dans la Commune de Thyou, Région du Centre-Ouest au Burkina Faso
- [18] B. MINETH, (2024) : Etude de faisabilité technique pour la réalisation d'un système d'Alimentation en Eau Potable dans la localité de Kaya Navio, commune de Tiébélé, région du Centre Sud au Burkina Faso
- [19] MEEA/DGEP. (2019). Réduction du tarif de l'eau potable en milieu rural au Burkina Faso
- [20] ANEVE/MEEA. (2007). L'ensemble des études et des notices d'impact sur l'environnement

ANNEXES

Annexe 1 : Estimation de la population de Kierma.....	70
Annexe 2 : Mode de gestion du système d’approvisionnement en eau potable	71
Annexe 3 ; Situation des bornes fontaines	73
Annexe 4 : Etude hydrogéologique	74
Annexe 5 : Devis et analyse financière	75
Annexe 7 : Mesures d'atténuation.....	86
Annexe 8 : Plan des ouvrages hydrauliques	88

Annexe 1 : Estimation de la population de Kierma

Estimation de la population du village de Kierma à l'horizon 2050				
		Population	2006	2019
Taux d'accroissement calculé provincial	1,27%	Région	238 425	280 870
Taux d'accroissement calculé commune	1,04%	Commune	67 964	77 756
Taux d'accroissement calculé village	4,41%	Village	1 276	2 235
Taux d'accroissement retenu	1,27%			

Annexe 2 : Mode de gestion du système d'approvisionnement en eau potable des systèmes

Tableau 26 : Mode de gestion du système d'approvisionnement en eau potable

	Types de gestion	Avantages	Inconvénients/Contraintes	Observations
Gestion directe	Régie directe	- Absence de formalité pour sa création - Nouveau service municipal avec des ressources budgétaires directes	- Nécessite du personnel technique et des gestionnaires communaux - Budget communal important pour la maîtrise d'ouvrage	- Peu réaliste pour les petites communes au regard du niveau de l'investissement
	Régie autonome	- Gestion séparée du budget communal - Souplesse	- Nécessite des gestionnaires compétents pour la gestion séparée - Gestion saine pour éviter des déficits	- Peu réaliste pour la lourdeur de la gestion
	Régie personnalisée	- plus grande autonomie de gestions avec un contrôle suivi permettant d'éviter les dérapages	- Nécessite une organisation solide, des ressources humaines techniques et des Gestionnaires	- Peu réaliste pour la lourdeur de la gestion
Gestion déléguée	Concession	- Faible engagement financier de la Commune - Revenu d'impôt pour le budget communal	- Laisser faire total qui peut pénaliser le niveau de service à atteindre	- Difficulté à trouver des Opérateurs privés financièrement,
	Affermage	- Propriété du patrimoine conservée par la Commune qui reste Maître d'ouvrage - Gestion déléguée avec suivi	- Nécessite de bons fermiers, bons Gestionnaires pour la gestion durable et rentable des équipements	- Applicable avec les mesures conservatoires de suivi

	Régie intéressée	- Souplesse du mode - Intéressement aux résultats - Contrôle de la collectivité sur l'Entreprise	- Faible capacité à assurer un contrôle de proximité	- Applicable par les petites communes moyennant une bonne organisation pour le
--	---------------------	--	--	--

Annexe 3 ; Situation des bornes fontaines

Tableau 27 : Situation des bornes fontaines

Villages	Quartiers	X	Y
Kierma	BF1 Kierma centre	689773	1329022
	BF2 Kierma centre	690147	1329222
	BF3 Kierma centre	690206	1329876
	BF4 Donsin	690055	1330528
	BF5 Donsin	689723	1331127
	BF6 Lobweogo	692342	1330913
	BF7 Yimiougou	691623	1328829
	BF8 Yakin	692320	1328223
	BF9 Wayalghin	690233	1327764
	BF10 Siguivoussé	688780	1329742

Annexe 4 : Etude hydrogéologique

Tableau 28 : Tableau récapitulatif de l'étude

Tableau récapitulatif de l'étude									
Région	Province	Commune	Village	Sondage	Coordonnées		Choix	Altération	Profondeur
					X	Y			
Centre sud	Bazega	Kombissiri	Kierma	SE1	690286	1329165	1er	20 à 25	80
				SE2	690047	1329192	2e	20 à 25	70

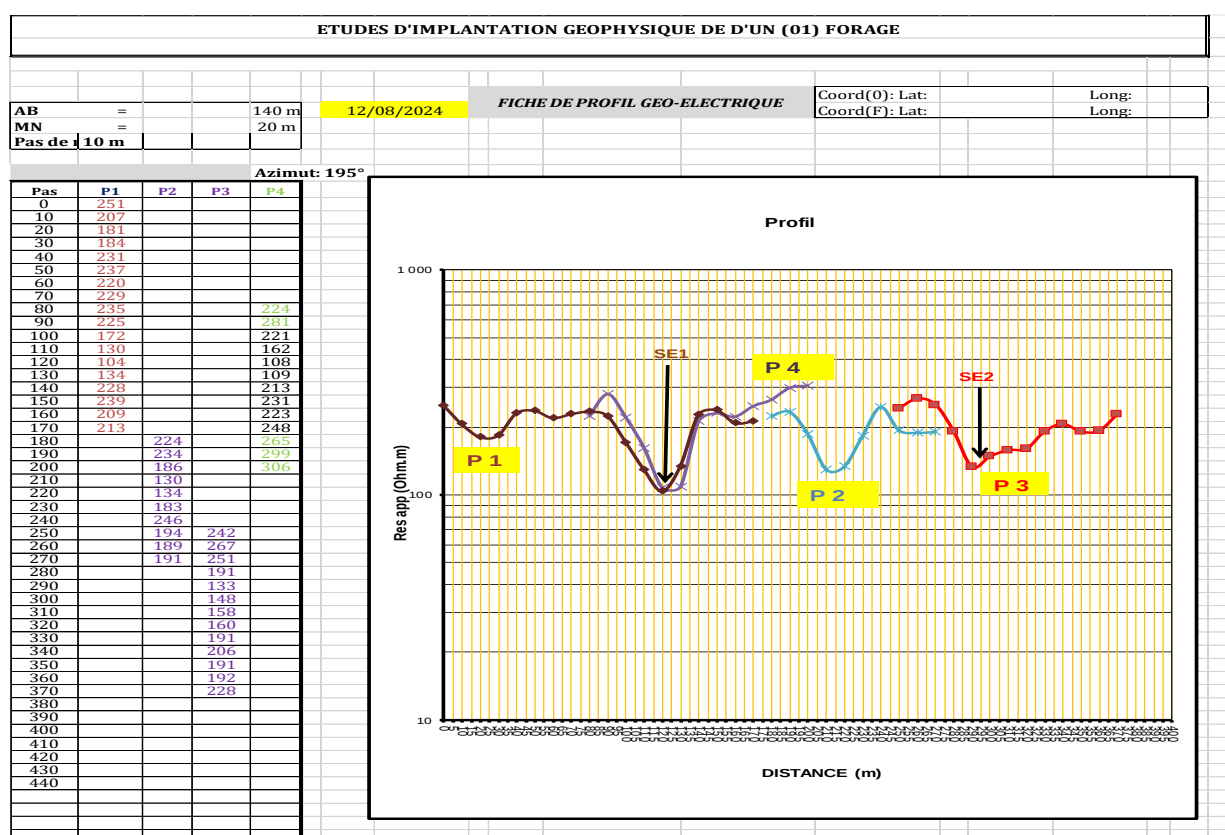


Figure 9: Corrélation des profils géo-électriques

Annexe 5 : Devis et analyse financière

Tableau 29 : Devis du projet

No	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Prix total (FCFA)
1	INSTALLATION DE CHANTIER ET FORFAIT GENERAUX				
1.1	Installation et repli de chantier	FF	1	2 500 000	2 500 000
1.2	Etude technique et Dossier d'exécution en fichiers et 5 exemplaires formats papier)	FF	1	1 500 000	1 500 000
1.3	Réalisation du Dossier de récolement (en fichiers et 5 exemplaires formats papier)	FF	1	1 000 000	1 000 000
	Sous total n°1				5 000 000
2	OUVRAGE DE CAPTAGE ET EQUIPEMENTS D'EXHAURE				
2.1	Exécution d'un forage à gros débit ($\geq 5 \text{ m}^3/\text{h}$)	FF	1	5 000 000	5 000 000
2.2	Développement du forage	U	1	200 000	200 000
2.3	Pompage par palier ((4 paliers de 1h pompage et 1 h remontée	U	1	200 000	200 000
2.4	Pompage longue durée 72h descente et 24 h remontée)	FF	1	1 500 000	1 500 000
2.5	Analyse de l'eau (physico-chimique, bactériologique, métaux lourds et éléments volatiles)	U	1	150 000	150 000
2.6	Génie civil de la tête de forage suivant plan y compris couvercle et toutes sujétions	FF	1	400 000	400 000
2.7	Fourniture et pose d'une colonne d'exhaure en matériau flexible de foraduc	m	80	3 500	280 000
2.8	Fourniture et pose de manifold complet DN80 PN16 comprenant : une Tête de forage en acier galvanisé D250, un manomètre, une ventouse, un filtre à tamis, un compteur, un clapet anti-retour, une vannette de vidange 1/4, un robinet vanne d'isolement, pressostat	Ens	1	600 000	600 000
2.9	Fourniture, pose et raccordement d'électropompes immergées de type Grundfos (débit= 5 m³/h ; HMT=77 m) y compris câble de sécurité en acier inoxydable et toute sujétion	U	1	2 700 000	2 700 000
2.10	Construction d'une clôture grillagée (15x15m) équipée d'un portail muni d'un cadenas pour la protection tête de forage	U	1	500 000	500 000
	Sous total n°2				11 530 000
3	GENERATEURS				
3.1	GENERATEURS PHOTOVOLTAÏQUES (SOLAIRES)				
3.1.1	Fourniture et installation : champ photovoltaïque de 4,5 kWc pour pompage solaire, kit de raccordement, cadre en alu des PV, câbles de liaison et supports métalliques, plateforme en béton et toutes sujétions	Ens.	1	2 700 000	2 700 000
3.1.2	Fourniture, pose, raccordement et essai d'un onduleur pour pompe Grundfos RSI 5 KVA y compris et toute sujétion	Ens.	1	1 500 000	1 500 000
3.1.3	Fourniture, pose et raccordement de Câble H07RN-F 3x6mm ² pour le raccordement des panneaux solaires photovoltaïque	U	100	20 000	2 000 000

3.1.4	Fourniture, pose et raccordement de Câble H07RN-F 3x10mm ² pour le raccordement entre les panneaux solaires photovoltaïque et l'onduleur/convertisseur	m	100	17 000	1 700 000
3.1.5	Fourniture, pose et raccordement d'un parafoudre DC 800V, y compris toute sujétion	U	1	200 000	200 000
3.1.6	Fourniture, pose et raccordement d'un coupe circuit CC pour la partie continu compris toute sujétion	U	1	100 000	100 000
3.1.7	Fourniture, pose et raccordement d'un coupe circuit CA pour la partie alternatif, y compris toute sujétion	U	1	75 000	75 000
3.1.8	Fourniture, pose et raccordement d'une protection contre les surcharges Côté Continu (Disjoncteur DC), y compris toute sujétion	U	1	75 000	75 000
3.1.9	Fourniture, pose et raccordement d'un coffret pouvant contenir l'onduleur et les équipements de protection électrique y compris toutes sujétions	U	1	150 000	150 000
3.2	GENERATEURS THERMIQUES (GROUPE ELECTROGENES)				
3.2.1	Fourniture, pose, raccordement et mise en service d'un groupe électrogène diesel triphasé à service continu, insonorisé de 10 kVA, 3PH+N 230/400V 50HZ à démarrage électrique avec possibilité de démarrage par manivelle , y compris pièces de rechange et outillages spécifiques et toute sujétion	Ens.	1	7 500 000	7 500 000
3.2.2	Fourniture, pose et raccordement d'une cuve journalière de 250 litres remplie de gas-oil équipée de pompe manuelle type JAPPY sous abri, y compris toute sujétion	U	1	500 000	500 000
3.2.3	Fourniture et pose d'un bac à sable de 50 litres avec une pelle, y compris et toute sujétion	U	1	150 000	150 000
3.2.4	Fourniture et pose d'un extincteur + support de fixation	U	1	150 000	150 000
3.2.5	Rallonge du tuyau d'échappement hors du local technique et calorifugeage	Ens.	1	35 000	35 000
3.2.6	Fourniture, pose et raccordement d'un câble électrique U1000 R02V de 4x6 mm ² sur chemin de câble pour l'alimentation de l'armoire électrique à partir du groupe électrogène, y compris toutes sujétions	m	100	10 000	1 000 000
3.2.7	Fourniture, pose et raccordement d'un câble électrique U1000 R02V de 4x16 enterré sous PVC et signalé par grillage avertisseur pour l'alimentation de la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage à partir de l'armoire électrique, y compris toutes sujétions	m	100	20 000	2 000 000
3.2.8	Fourniture, pose et raccordement d'un câble électrique à immersion permanente de 5x2,5 mm ² pour l'alimentation de l'électropompe à partir de la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	100	6 000	600 000
3.2.9	Fourniture, pose et raccordement d'un câble électrique U1000 R02V de 3x1,5 mm ² pour l'asservissement suppression de l'électropompe du pressostat à la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	100	3 000	300 000

3.2.10	Fourniture, pose et raccordement des câbles d'électrodes de niveau à immersion permanente de 2x6 mm ² des électrodes dans le forage à la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	100	7 500	750 000
3.2.11	Fourniture et pose de boîte de raccordement étanche d'indice de protection minimale 55 équipée de bornier de raccordement y compris toutes sujétions	U	1	20 000	20 000
3.2.12	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 câble de 4x2,5 mm ² , y compris toutes sujétions	U	1	25 000	25 000
3.2.13	Fourniture, pose et raccordement de sonde de détection de niveau y compris toutes sujétions	U	1	50 000	50 000
3.2.14	Fourniture, pose et mise en service d'une armoire électrique d'automatisme, de protection et de contrôle conformément au descriptif y compris toutes sujétions	U	1	850 000	850 000
3.2.15	Puits de terre équipé et mise à la terre des équipements électromécanique du forage, des masses métalliques et du neutre du groupe électrogène, y compris toutes sujétions.	U	1	175 000	175 000
3.2.16	Fourniture, pose et raccordement d'un pressostat double seuil pour l'asservissement de la surpression, y compris toutes sujétions	U	1	60 000	60 000
Sous total n°3					22 665 000
4	REFOULEMENT				
4.1	Fouille en tranchée pour pose de conduite de refoulement-terrain de toute nature y compris toutes sujétions	m	2 574.0	3 000	7 722 000
4.2	Fourniture et pose de conduite de refoulement en PEHD DE 90 PN 16 PE100 SDR11 (lit de sable, grillage avertisseur ...) y compris toutes sujétions-	m	2 574.0	5 425	13 963 950
4.3	Fourniture et pose de pièces spéciales (coudes, té, pièces de raccordement...) pour canalisation y compris toutes sujétions	Ens	1	500 000	500 000
4.4	Fourniture et pose de fourreaux PVC pour traversée de routes , y compris dispositif en béton pour le scellement des fourreaux et toutes sujétions	FF	1	1 000 000	1 000 000
4.5	Fourniture et pose de fourreaux galva pour traversée de basfonds y compris dispositif en béton pour de scellement des fourreaux et toutes sujétions	Ens	PM	1 000 000	
4.6	Mise en place de butées en béton pour (coudes, té, vannes, etc.) y compris toutes sujétions	FF	1	500 000	500 000
4.7	Essais de pression y compris toutes sujétions	m	2 574.0	150	386 100
4.8	Rinçage et désinfection y compris toutes sujétions	m	2 574.0	200	514 800
Sous total n°4					24 586 850
5	TRAITEMENT DE L'EAU (Filtre doseur ONEA)				
5.1	Fourniture et pose du filtre doseur y compris toutes sujétions	Ens	1	1 200 000	1 200 000
5.2	Fourniture et pose de pièces et travaux de plomberie y compris toutes sujétions	Ens	1	750 000	750 000

5.3	Fourniture de désinfectant alimentaire chlore en pastille (fût de 45 kg) y compris toutes sujétions	Ens	1	600 000	600 000
5.4	Fourniture et pose de support et hangar de protection y compris toutes sujétions	Ens	1	870 000	870 000
5.5	Fouille et remblai pour installation y compris toutes sujétions		1	300 000	300 000
5.6	Main d'œuvre (plomberie et mise en service) y compris toutes sujétions	Ens	1	1 200 000	1 200 000
5.7	Formation des techniciens pour l'exploitation du filtre doseur y compris toutes sujétions	Ens	1	600 000	600 000
Sous total n°5					5 520 000
6	STOCKAGE-CHATEAU D'EAU METALLIQUE 40 m³				
6.1	Etudes géotechniques (Etudes de sol)	FF	1	1 200 000	1 200 000
6.2	Fourniture et pose de château d'eau métallique de 40 m³ de capacité de hauteur sous coupole de 10 m y compris : -l'ensemble des canalisations – alimentation- distribution - vidange trop plein ; -l'ensemble des pièces de raccordement selon plan joint - té - coude - vanne - flotteur; -béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour fondation, essai d'étanchéité et toute sujétion,	Ens.	1	33 000 000	33 000 000
6.3	Construction d'une clôture grillagée (15x15m) équipée d'un portail muni d'un cadenas pour la protection du château d'eau	Ens	1	2 500 000	2 500 000
6.4	Construction d'un regard au pied du château (by-pass) et pose d'équipement complet conformément au plan y compris toute sujétion	U	1	1 200 000	1 200 000
6.5	Fourniture et pose d'un système de chloration (diffuseur, pastille aux dérivées chlorés)	Ens	PM	250 000	
6.6	Confection et pose de plaques de renseignements pour forage et château d'eau (Données institutionnelles du projet+ Données techniques de l'ouvrage correspondant)	Ens	1	100 000	100 000
Sous total n°6					38 000 000
7	DISTRIBUTION				
7.1.1	Fouille en tranchée pour pose de conduite-terrain ordinaire y compris toutes sujétions	m	15 656.2	3 000	46 968 600
7.1.2	Fouille en tranchée pour pose de conduite-terrain difficile y compris toutes sujétions	m	3 131.2	4 000	12 524 960
7.1.3	Fouille en tranchée pour pose de conduite-terrain difficile y compris toutes sujétions	PM	7 000.0		
7.1.4	Fourniture et pose de conduite en PEHD DE 110 PN 10 (lit de sable, grillage avertisseur ...) y compris toutes sujétions	m	614.6	7 000	4 302 200
7.1.5	Fourniture et pose de conduite en PEHD DE 90 PN 10 (lit de sable, grillage avertisseur ...) y compris toutes sujétions	m	8 725.1	5 600	48 860 560
7.1.6	Fourniture et pose de conduite en PEHD DE 63 PN 10 (lit de sable, grillage avertisseur ...) y compris toutes sujétions	m	6 316.5	2 800	17 686 200
	Fourniture et pose de pièces spéciales				-

7.2	Dispositif de sectionnement				-
7.2.1	Fourniture et pose de robinet vanne à opercule DN 100 y compris toutes sujétions	U	3	148 750	446 250
7.2.2	Fourniture et pose de robinet vanne à opercule DN 80 y compris toutes sujétions	U	2	122 500	245 000
7.2.3	Fourniture et pose de robinet vanne à opercule DN 60 y compris toutes sujétions	U	11	105 000	1 155 000
7.2.4	Fourniture et pose Adaptateur à brides Fonte/PEHD DE 110 y compris toutes sujétions	U	6	35 000	210 000
7.2.5	Fourniture et pose Adaptateur à brides Fonte/PEHD DE 90 y compris toutes sujétions	U	4	26 250	105 000
7.2.6	Fourniture et pose Adaptateur à brides Fonte/PEHD DE 63 y compris toutes sujétions	U	22	21 000	462 000
7.2.7	Fourniture et pose de Bouche à clé complète (tube rallonge - tabernacle, couvercle) pour commande des vannes toutes sujétions comprises	U	18	175 000	3 150 000
7.2.8	Dispositif de déviation angulaire ou changement de direction				
7.2.9	Fourniture et pose de Coude 1/4 PEHD DE 110 y compris toutes sujétions	U	2	8 750	17 500
7.2.10	Fourniture et pose de Coude 1/4 PEHD DE 90 y compris toutes sujétions	U	3	7 000	21 000
7.2.11	Fourniture et pose de Coude 1/4 PEHD DE 63 y compris toutes sujétions	U	PM	2 625	
7.2.12	Fourniture et pose de fourreaux PVC pour traversée de routes , y compris dispositif en béton pour le scellement des fourreaux et toutes sujétions	FF	1	500 000	500 000
7.2.13	Fourniture et pose de fourreaux galva pour traversée de basfonds y compris dispositif en béton pour de scellement des fourreaux et toutes sujétions	Ens	2	1 500 000	3 000 000
7.2.14	Mise en place de butées en béton pour (coudes, té, vannes, etc.) y compris toutes sujétions	FF	1	250 000	250 000
7.2.15	Essais de pression y compris toutes sujétions	m	15 656.2	150	2 348 430
7.2.16	Rinçage et désinfection y compris toutes sujétions	m	15 656.2	200	3 131 240
	Sous total n°7				145 383 940
8	CONSTRUCTION DE REGARDS ET POSE DE PIECES (VI+VE)				
8.1	Dispositifs Pour Vidange				
8.1.1	Fourniture, pose d'Équipement de vidange et construction du regard pour vidange sur conduite DE 110 y compris toute sujétion	U	PM	500 000	
8.1.2	Fourniture, pose d'Équipement de vidange et construction du regard pour vidange sur conduite DE 90 y compris toute sujétion	U	2	450 000	900 000
8.1.3	Fourniture, pose d'Équipement de vidange et construction du regard pour vidange sur conduite DE 63 y compris toute sujétion	U	PM	400 000	
8.2	Dispositifs de Ventouses				
8.2.1	Fourniture, pose d'Équipement de ventouse et construction du regard pour ventouse sur conduite DE 110 y compris toute sujétion	U	PM	500 000	

8.2.2	Fourniture, pose d'Équipement de ventouse et construction du regard pour ventouse sur conduite DE 90 y compris toute sujétion	U	1	450 000	450 000
8.2.3	Fourniture, pose d'Équipement de ventouse et construction du regard pour ventouse sur conduite DE 63 y compris toute sujétion	U	PM	400 000	
8.3	Bornes de repérage				
8.3.1	Fourniture et pose de bornes de repérage pour canalisation espacé de 100 m et à tous les changements de direction	U	156	5 000	780 000
	Sous total n°8				2 130 000
9	BORNES FONATINES (BF), BRANCHEMENTS PRIVES (BP) ET ABBREUVOIRS				
9.1	Réalisation de Borne Fontaine à 3 robinets y compris l'ensemble des canalisations et pièces de robinetterie : le massif en béton, la réalisation du puits perdu, l'abri pour la borne fontaine et toute sujétion (confer plan)	Ens	10	1 200 000	12 000 000
9.2	Confection et pose de plate d'immatriculation pour bornes fontaines de format A3	U	10	20 000	200 000
9.3	Fourniture et pose de lampadaire solaire ALL IN ONE double cross, hauteur de feu (8m), de 80w par lampe doté d'un mât en acier galvanisé au droit des bornes fontaines	U	10	50 000	500 000
9.4	Branchement d'une borne fontaine quelque soit le diamètre du tuyau y compris tous les accessoires de branchement suivant le plan joint	Ens	10	150 000	1 500 000
9.5	Branchement Privé : Fouille, réducteur, PEHD 32 de 50 m, collier vanne d'arrêt, compteur homologué, tuyau galva col de cygne, robinet quart de tour, regard avec couvercle type ONEA pour compteur, y compris toute sujétion	U	50	200 000	10 000 000
9.6	Réalisation d'Abreuvoir pour bétaïls conformément aux plans y compris toute sujétion (confer plan)	Ens	1	850 000	850 000
	Sous total n°9				25 050 000
10	EQUIPEMENTS ANNEXES-LOCAUX D'EXPLOITATION				
10.1	Aménagement de terrain sur une plate-forme de (30x30m) remblai de hauteur 40cm pour implantation des locaux et mur de clôture	Ens	PM	3 000 000	
10.2	Construction du local de services Bureau équipés d'un bureau et de 2 chaises/Magasin à double compartiment, y compris les installations électriques intérieures (canalisations électriques, 2 luminaires, interrupteurs et accessoires - 3 prises et divers (télé, radio, chargeur)) fenêtres, portes, plafond, électricité, crépissage, peinture, tyrolienne conformement aux plans et toutes sujétions comprises et toute sujétion	Ens	1	7 500 000	7 500 000
10.3	Construction de local gardien y compris porte, fenêtres, plafond, électricité, crépissage, tyrolienne	Ens	1	2 500 000	2 500 000

	conformément aux descriptifs et aux plans et toutes sujétions comprises				
10.4	Construction d'un local Technique conformément au descriptif pouvant contenir le GE, l'armoire électrique de commande, le convertisseur (onduleur).	Ens	1	3 500 000	3 500 000
10.5	Construction de Latrine-Douche VIP pour le personnel et les visiteurs éventuels y compris porte, fenêtres, plafond, électricité, crépissage, tyrolienne, et toutes sujétions comprises.	Ens	1	2 500 000	2 500 000
10.6	Construction d'un mur de clôture (25x25m) de hauteur 2m avec une longrine de 40 cm*30cm reliant les poteaux distants de 3m, le tout couronné par un raidisseur de 30 cm x 10 cm avec portail et portion (éclairés) muni d'un cadenas pour la protection des infrastructures et champ PV, y compris électrifié, crépissage, tyrolienne conformément aux descriptifs et aux plans et toutes sujétions	Ens	1	5 000 000	5 000 000
Sous Total 10					21 000 000
11	PIECES DE RECHANGES ET DIVERS				
11.1	Compteurs d'eau froide de classe C de calibre DN25 pour Bornes fontaines	U	5	35 000	175 000
11.2	Compteurs d'eau froide de classe C de calibre DN 15 pour Branchement Privé	U	10	25 000	250 000
11.3	Vanne d'arrêt 26/4 pour Bornes Fontaines	U	15	15 000	225 000
11.4	Robinet de puisage pour Bornes Fontaines	U	15	10 000	150 000
11.5	Robinet vanne à opercule DN 100	U	3	45 000	135 000
11.6	Robinet vanne à opercule DN 80	U	3	35 000	105 000
11.7	Robinet vanne à opercule DN 60	U	3	25 000	75 000
11.8	Fourniture de clé à bécuille pour vannes enterrées toutes sujétions comprises	U	5	35 000	175 000
11.9	Formation et suivi des responsables d'exploitation	U	1	250 000	250 000
Sous total 11					1 540 000
TOTAL TOTAL HT				302 405 790	

TVA (18 %)	54 433 042
-------------------	-------------------

TOTAL TOTAL TTC	356 838 832
------------------------	--------------------

Tableau 30: Rentabilité financière

Année	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Investissement						
Frais généraux	5 000 000					
Réseau de distribution + Refoulement	169 970 790					
Générateurs	22 665 000					
Ouvrages Génie civil	49 720 000					
Traitement de l'eau	5 520 000					
Ouvrage de captage et équipements d'exhaure	11 530 000					
Château d'eau	38 000 000					
Valeur résiduelle investissement						4 199 895
Total investissement	302 405 790					4 199 895
Charges d'exploitation y compris besoin en fonds de roulement						
Personnel	8 136 450	10 384 401	13 253 420	16 915 095	21 588 424	27 552 908
Production	6 405 750	6 405 750	6 405 750	6 405 750	6 405 750	6 405 750
Maintenance	50 430	118 426	139 547	158 879	169 213	180 219
Total charges d'exploitation	14 592 630	16 908 577	19 798 717	23 479 724	28 163 387	34 138 876
Recttes d'exploitation						
Ventes d'eau	3 188 062	7 092 656	8 357 591	8 986 774	9 571 292	10 193 829
Recette sur les branchements	5 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 100 000
Total recettes d'exploitation	8 188 062	8 092 656	9 357 591	9 986 774	10 571 292	11 293 829
Marge brute sur investissement	-294 217 728	8 092 656	9 357 591	9 986 774	10 571 292	7 093 934
Valeur ajoutée	-300 573 048	1 805 332	3 091 388	3 739 903	4 334 755	868 403

Excédent brut d'exploitation	-308 709 498	-8 579 069	-10 162 032	-13 175 192	-17 253 669	-26 684 505
Dotation aux amortissements	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526
Résultat d'exploitation	-320 502 025	-20 371 596	-21 954 558	-24 967 718	-29 046 195	-38 477 031
Charges financières	12 655 919	5 332 519				
Résultat avant impôt	-333 157 943	-25 704 115	-21 954 558	-24 967 718	-29 046 195	-38 477 031
Impôt sur les sociétés (27,5%)						-10 581 184
Résultat net (après impôt)	-333 157 943	-25 704 115	-21 954 558	-24 967 718	-29 046 195	-27 895 847
Capacité d'autofinancement	-321 365 417	-13 911 588	-10 162 032	-13 175 192	-17 253 669	-16 103 321
Flux de trésorerie d'exploitation (FTE)	-321 365 417	-13 911 588	-10 162 032	-13 175 192	-17 253 669	-16 103 321
Flux de trésorerie d'exploitation cumulée	-374 016 096	-464 572 146	-517 295 787	-576 656 797	-654 327 626	-749 242 056
Année	1	5	10	15	20	26
Flux de trésorerie disponible actualisé	-292 150 379	-7 852 729	-3 561 730	-2 867 306	-2 331 498	-1 351 156
Flux de trésorerie disponible actualisé et cumulé	-344 801 058	-408 421 238	-431 234 676	-446 848 599	-459 533 195	-469 271 412
Délai de récupération non actualisé :	15.98	ans				
Délai de récupération actualisé :	24.00	ans				
VAN (calculée à 10%) :	- 39 374 430	francs CFA				
Taux de Rentabilité Interne (TRI) :	-15,3					
Indice de Profitabilité (IP)	- 0.53					
Taux d'actualisation	10%					

Tableau 31 : Tableau d'amortissement

Dotation aux amortissements							
Année	2025	2030	2035	2040	2045	2050	Total
Réseau de distribution + Refoulement	5 665 693	5 665 693	5 665 693	5 665 693	5 665 693	5 665 693	147 308 018
Générateurs	2 266 500	2 266 500	2 266 500	2 266 500	2 266 500	2 266 500	58 929 000
Ouvrages Génie civil	1 657 333	1 657 333	1 657 333	1 657 333	1 657 333	1 657 333	43 090 667
Traitement de l'eau	552 000	552 000	552 000	552 000	552 000	552 000	14 352 000
Ouvrage de captage et équipements d'exhaure	384 333	384 333	384 333	384 333	384 333	384 333	9 992 667
Château d'eau	1 266 667	1 266 667	1 266 667	1 266 667	1 266 667	1 266 667	32 933 333
Total amortissement	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526	11 792 526	306 605 685

Tableau 32 : Amortissement de l'emprunt

TABLEAU D'AMORTISSEMENT DE L'EMPRUNT					
Montant de l'emprunt		302 405 790			
Taux d'intérêt		5%			
Annuité constante		39 162 933			
Période	Capital en début de période (1)	Intérêt de la période (2)	Amortissement (3)	Annuité (4)	Capital en fin de période (5)
1	302 405 790	15 120 290	24 042 644	39 162 933	278 363 146
2	278 363 146	13 918 157	25 244 776	39 162 933	253 118 370
3	253 118 370	12 655 919	26 507 015	39 162 933	226 611 355
4	226 611 355	11 330 568	27 832 366	39 162 933	198 778 990
5	198 778 990	9 938 949	29 223 984	39 162 933	169 555 006
6	169 555 006	8 477 750	30 685 183	39 162 933	138 869 823
7	138 869 823	6 943 491	32 219 442	39 162 933	106 650 381
8	106 650 381	5 332 519	33 830 414	39 162 933	72 819 967
9	72 819 967	3 640 998	35 521 935	39 162 933	37 298 032
10	37 298 032	1 864 902	37 298 032	39 162 933	
Total		89 223 543	302 405 790	391 629 333	

Annexe 6 : Mesures d'atténuation

Milieu affecté	Nature de l'impact	Mesures d'atténuation ou de bonification	Indicateurs de suivi	Sources de vérification
Air	Rejets de poussières et de gaz (CO, NO _x , CO ₂ , etc.) dus à la circulation des engins, affectant la qualité de l'air.	- Arroser régulièrement les voies de circulation du chantier ; - Couvrir les camions transportant les matériaux de construction (sable, gravier, etc.) ; - Interdiction de stocker des déblais ou déchets sur les routes ; - Limiter la vitesse à : • 80 km/h en zone rurale, • 40 km/h en ville, • 30 km/h sur chantier.	- Fréquence des arrosages effectués ; - Nombre de plaintes ou réclamations enregistrées ; - Présence de signalisation et d'enseignes de limitation de vitesse.	- Rapports d'observation ; - Enquêtes auprès des riverains ; - Visites de terrain.
Ambiance sonore	Nuisances sonores et vibrations générées par les engins et la machinerie de chantier.	- Planifier les activités entre 6h00 et 18h00 ;- - Veiller au respect de la tranquillité des riverains ; - Fournir et faire porter les équipements de protection individuelle (EPI) au personnel.	- Nombre de plaintes recensées ; - Présence et utilisation effective des EPI.	- Rapports d'observation ; - Retours des riverains.
Sols	Pollution par déversement accidentel d'hydrocarbures.	- Stocker les produits pétroliers sur une surface étanche, à l'abri des intempéries ;	- Présence d'une aire de stockage étanche ;	- Rapport d'observation.

		- Élaborer un plan de gestion des déchets de chantier.	- Disponibilité d'un plan opérationnel de gestion des déchets.	
	Érosion et détérioration de la texture du sol.	- Mettre en œuvre des techniques de stabilisation des sols ; - Revégétaliser rapidement les zones dégradées.	- Rapport d'activités sur la revégétalisation ; - Suivi de l'état des zones sensibles.	- Rapport d'observation.

Annexe 7 : Plan des ouvrages hydrauliques