ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE (SAEP) DU VILLAGE DE POIN DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DU NANDO, BURKINA FASO

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE GENIE DE L'EAU DE L'ASSAINISSEMENT ET DES AMENAGEMENTS HYDRO-AGRICOLES

Présenté et soutenu publiquement le 21 Janvier 2026 par

Farid Babatundé FALANAN (20220359)

Directeur de mémoire : Pr. Harinaivo A. ANDRIANISA, Enseignant-chercheur 2iE, Professeur titulaire, CAMES

Encadreur 2IE : M. Olivier COULIBALY, Enseignant 2IE en Hydraulique

Maître de stage : M. BAKO Brahima, Ingénieur hydraulicien (SERAT)

Structure d'accueil du stage : Société d'Études, de Réalisations et d'Assistance Technique (SERAT)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres et correcteurs : M. Souleymane OUEDRAOGO

M. Hamed ALI SAHAD

Promotion [2025/2026]

DEDICACES

À mes parents, ainsi qu'à toute ma famille pour le soutien indéfectible

REMERCIEMENTS

Au nom d'ALLAH, le Tout miséricordieux, le Très miséricordieux. Toute les louanges lui appartiennent. Ce travail est avant tout l'aboutissement de sa volonté.

Aussi, la réalisation de ce mémoire n'aurait pu avoir lieu sans l'appui et les encouragements de nombreuses. Nous tenons ainsi à leur adresser nos sincères remerciements. Il s'agit de :

- Tous les membres de l'Institut International de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour leur précieux soutien et la qualité de la formation reçue.
- Notre Directeur de mémoire, Monsieur Harinaivo A. ANDRIANISA pour sa disponibilité et ses orientations ;
- Notre Encadreur pédagogique, Monsieur Olivier COULIBALY pour sa disponibilité, sa bienveillance et son accompagnement tout au long de notre étude ;
- Directeur Général de la Société d'Études, de Réalisations et d'Assistances Techniques (SERAT) ainsi qu'à tout le personnel pour l'opportunité offerte d'acquérir de précieuse compétences et de vivre une expérience enrichissante au sein de leur entreprise ;
- Notre Maître de Stage, Monsieur Brahima BAKO pour son engagement, son soutien et sa patience tout au long de l'élaboration du mémoire ;
- Tous nos proches et amis qui ont apporté leurs contributions à l'avancement de ce projet d'une manière ou d'une autre.

RESUME

Le village de Poin, localisé dans la commune de To, province de Sissili, au sein de la région de Nando au Burkina Faso fait face à des insuffisances en matière d'accès à l'eau potable. À l'état actuel, l'approvisionnement en eau du village repose sur **neuf (09)** forages équipés de pompes à motricité humaine **(PMH)** dont **deux (02)** sont en panne ainsi que sur quelques puits traditionnels auxquels encore **31,42%** de la population a recours. Cette situation parmi tant d'autres sur l'ensemble du territoire national a suscité la mise en place par le gouvernement d'un Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) afin d'améliorer ce problème à l'horizon **2050**. Dans l'optique d'améliorer l'accès à l'eau potable et par conséquent les conditions de vie des populations locales, une étude de faisabilité technique d'un système d'alimentation en eau potable du village de Poin dans la commune de To, région du Nando a été réalisée. Pour ce faire, il s'agit de concevoir et dimensionner ce système d'AEP, de réaliser une étude financière de ce projet et d'élaborer une notice d'impacts environnementales et sociales. Il en ressort qu'à l'horizon du projet, la population à desservir est estimée à **7 362 habitants** pour une demande journalière de **262,99 m^3/j.** Le dispositif d'alimentation projeté repose sur **deux (02)** forages d'un débit de **12 m^3/h** et **10 m^3/h** équipés respectivement des électropompes immergées **SP 11-27** et **SP 11-20** sélectionnées dans le catalogue du fabricant GRUNDFOS. L'eau sera refoulée à travers des conduites en **PVC PN 16** de diamètre nominal **DN 110** et **DN 160** d'une longueur totale de **5 879,51 ml** vers un réservoir métallique de **90 m^3** implanté à une hauteur de **12 m** au dessus du sol naturel. À l'échéance du projet, le débit théorique total de pompage est de **22 m^3/h** pour une durée maximale de fonctionnement des pompes de **16 heures par jour**. Le deuxième forage de **10 m^3/h** sera nécessaire à partir de **2046** pour les besoins en eau jusqu'en l'horizon du projet. L'alimentation énergétique de ces pompes reposera sur un système hybride combinant l'énergie solaire photovoltaïque et **deux (02)** groupes électrogènes. Le réseau de distribution de type ramifié comprend la réalisation de **sept (07)** bornes fontaines ainsi que de **cinq cent quatre vingt neuf (589)** branchements particuliers. Les conduites de distribution sont en **PVC PN 10** de diamètres nominaux **DN 63, DN 90, DN 110, DN 160, DN 250 et DN 315** pour une longueur cumulée de **13 474,1 ml**. Le coût total de la réalisation du projet est évalué à **494 560 860 F CFA**, toutes taxes comprises pour un prix de vente du mètre cube d'eau fixé à **400 F CFA** pour les BF et **450 F CFA** pour les BP. Le mode de gestion retenue est l'affermage, choix destiné à garantir la continuité et la pérennité du service d'eau potable au bénéfice des populations.

Mots clés : AEP, adduction, borne fontaine, branchements particuliers, distribution, Poin.

ABSTRACT

The village of Poin, located in the commune of To, Sissili province, within the Nando region of Burkina Faso, faces significant deficiencies in access to drinking water. Currently, the village's water supply relies on nine (9) boreholes equipped with hand pumps, two (2) of which are out of service, as well as a few traditional wells still used by 31.42% of the population. This situation, among many others across the country, has prompted the government to establish a National Drinking Water Supply Program (PN-AEP) to eradicate this problem by 2050. With the aim of improving access to drinking water and consequently the living conditions of local populations, a technical feasibility study was conducted for a drinking water supply system for the village of Poin in the commune of To, Nando region. This involved designing and sizing the system, carrying out a financial study of the project, and preparing an environmental and social impact assessment. The study indicates that by the project's target date (2050), the population to be served is estimated at 7,362 inhabitants, with a daily demand of 262.99 m³/day. The proposed supply system relies on two boreholes with a flow rate of 12 m³/h and 10 m³/h respectively, equipped with SP 11-27 and SP 11-20 submersible electric pumps selected from the GRUNDFOS manufacturer's catalog. Water will be pumped through 5,879.51 meters of PN 16 PVC pipes with nominal diameters of DN 110 and DN 160 to an 90 m³ metal reservoir located 12 meters above ground level. Upon project completion, the total theoretical pumping capacity is 22 m³/h, with a maximum pump operating time of 16 hours per day. A second borehole with a capacity of 10 m³/h will be required starting in 2046 to meet water needs until the end of the project. The pumps will be powered by a hybrid system combining solar photovoltaic energy and two generators. The branched distribution network includes seven standpipes and five hundred and thirty-five individual connections. The distribution pipes are made of PN 10 PVC with nominal diameters of DN 63, DN 90, DN 110, DN 160, DN 250 and DN 315 for a total length of 13,474.053 meters. The total cost of the project is estimated at 494,560,860 CFA francs, including all taxes, with a selling price of 400 CFA francs per cubic meter of water for low-water (BF) and 450 CFA francs for high-water (BP) units. The chosen management method is a concession agreement, a choice designed to guarantee the continuity and sustainability of the drinking water service for the benefit of the population.

Keys words : DWS, distribution, fountain stand, Poin, private connections, supply.

FICHE SIGNALITIQUE DU PROJET

1. Localisation	
Village	Poin
Commune	To
Province	Sissili
Région	Nando
2. Données socio-économiques	
Population en 2025 (habitants)	2 920
Taux de croissance régional	3,77%
Population en 2050	7 362
Population desservie par l'AEP en 2050 (100%)	7 362
Consommation spécifique BF (l/j/hbts)	20
Consommation spécifique BP (l/j/hbts)	25
Demande en eau du jour de pointe (m3/j)	262,99
3. Château d'eau	
Type	Métallique de forme cylindrique
Volume (m3)	90
Hauteur sous radier (m)	12,00
4. Réseau de refoulement	
Type	Refoulement du forage au château
Nature de conduite	PVC PN 16 DN 160 et DN 110 de longueur totale 5879,51 m
5. Réseau de distribution	
Type de réseau	Ramifié
Nature des conduites	Tuyaux PVC PN 10 de longueur totale de 13 474,1 m
	PVC PN 10 DN 315 : 1 911,37 m
	PVC PN 10 DN 250 : 312,1 m
	PVC PN 10 DN 160 : 1 970,88 m
	PVC PN 10 DN 110 : 2 126,65 m
	PVC PN 10 DN 90 : 4 651,9 m
	PVC PN 10 DN 63 : 2 501,153 m
6. Forage	
Nombre de forage	2
Débit d'exploitation	- Pour le forage 1 : 12 m3/h - Pour le forage 2 : 10 m3/h

Niveau statique	-
Niveau dynamique	- Pour le forage 1 : 38 m - Pour le forage 2 : 40 m
Profondeur maximale	-
7. Pompe	
Débit	Pour le forage 1 : 12 m^3/h Pour le forage 2 : 10 m^3/h
Hauteur manométrique totale (HMT)	Pour le forage 1 : 112 m Pour le forage 2 : 91 m
Type	Hybride
Marque	Pour le forage 1 : GRUNDFOS SP 11-27 Pour le forage 2 : GRUNDFOS SP 11-20
Puissance nominale (kWh)	Pour le forage 1 : 5,5 Pour le forage 2 : 4
8. Bornes fontaines et branchements particuliers	
Nombre de BF	Sept (07)
Nombre de BP à réaliser	Cinq cent quatre vingt neuf (589) demandeurs
9. Source d'énergie	
Type	Solaire et deux (02) groupes électrogènes
Groupes électrogènes	18 kVA / 13 kVA
Puissance de panneaux Solaires	8 800 Wc pour le champ solaire 1 6 100 Wc pour le champ solaire 2
Puissance du champ solaire / type de module	6,44 kWc / modules monocristallins de 250 Wc 4,50 kWc / modules monocristallins de 250 Wc
Nombre de modules	22 modules pour le forage 1 16 modules pour le forage 2
10. Aspects financiers et gestion	
Cout global estimatif du projet	En HTVA : 410 901 346 FCFA
	En TTC avec Imprévu + Cout suivi/contrôle : 494 560 860 FCFA
Prix de revient du m^3 d'eau FCFA	450
Mode de gestion proposé	Affermage

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

AEP : Alimentation en Eau Potable

AEPS : Adduction en Eau Potable Simplifié

AUE : Association des Usagers de l'Eau

BF : Borne Fontaine

BP : Branchements Particuliers

CSPS : Centre de Santé et de Prévoyance Social

DGEP : Direction Général de l'Eau Potable

DN : Diamètre Nominal

EPI : Équipement de Protection Individuelle

F CFA : Francs CFA

HMT : Hauteur Manométrique Totale

MEA : Ministère de l'Eau et de l'Assainissement

MEAA : Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement

ODD : Objectif de Développement Durable

OMD : Objectif Millénaire de Développement

ONEA : Office National de l'Eau et de l'Assainissement

PCD : Plan Communal de Développement

PEHD : Poly-Ethylène Haute Densité

PGES : Plan de Gestion Environnemental et Social

PMH : Pompe à Motricité Humaine

PN-AEP : Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable

PN : Pression Nominale

PVC : Poly Chlorure de Vinyle

RGPH : Recensement Générale de la Population et de l'Habitat

SERAT : Société d'Études, de Réalisations et d'Assistance Technique

TN : Terrain Naturel

TTC : Toutes Taxes Comprises

SOMMAIRE

DEDICACES ii
REMERCIEMENTS iii
RESUME iv
ABSTRACT v
FICHE SIGNALITIQUE DU PROJET vi
LISTE DES ABREVIATIONS viii
SOMMAIRE ix
LISTES DES TABLEAUX xii
LISTE DES FIGURES xiii
INTRODUCTION 1
1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE 2
1.1. Présentation de la structure d'accueil 2
1.1.1. Présentation générale de la structure 2
1.1.2. Objectifs et orientation stratégique 2
1.1.3. Domaines de compétences et prestations offertes 2
1.1.4. Organigramme de la structure d'accueil 3
1.2. Présentation de la zone d'étude 4
1.2.1. Situation géographique 4
1.2.2. Caractéristiques physiques du milieu 4
1.2.3. Cadre humain et aspects socio-économiques 7
1.3. Présentation du projet 9
1.3.1. Contexte et justification 9
1.3.2. Objectifs de l'étude 9
1.3.3. Résultats attendus 9
1.3.4. Diagnostic de l'alimentation en eau de Poin 10
2. METHODOLOGIE DE CONCEPTION 12
2.1. Matériels utilisés 12
2.2. Méthodes de conception 13
2.2.1. Recherche documentaire 13
2.2.2. Collecte et analyse des données 13
2.2.3. Hypothèses de calcul 14
2.2.4. Besoins en eau 19
2.2.5. Réseau d'adduction 21

2.2.6. Réseau de distribution 25
2.2.7. Calcul du réservoir 28
2.2.8. Traitement de l'eau 31
2.2.9. Pose des conduites 32
2.2.10. Alimentation énergétique 32
2.2.11. Évaluation financière 33
3. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE 34
3.1. Population à l'horizon du projet 34
3.2. Besoin et demande en eau 35
3.3. Débit d'adduction et de distribution 36
3.4. Dimensionnement du réseau d'adduction 37
3.4.1. Conduites de refoulement 38
3.4.2. Détermination de la HMT et choix des pompes 40
3.4.3. Point de fonctionnement des pompes 41
3.4.4. Étude du coup de bélier 42
3.5. Réseau de distribution 43
3.5.1. Choix du type de réseau 43
3.5.2. Calcul des débits fictifs des tronçons 44
3.5.3. Dimensionnement du réseau de distribution 45
3.5.4. Simulation du réseau avec Epanet 49
3.6. Dimensionnement du réservoir 52
3.7. Traitement de l'eau 52
3.8. Pose de conduites 54
3.9. Dimensionnement de la source d'énergie 55
3.9.1. Champ solaire 55
3.9.2. Groupes électrogènes 56
3.10. Équipements et ouvrages annexes du réseau 57
4. ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE 59
4.1. Coût de réalisation du projet 59
4.2. Évaluation du prix de vente de l'eau 60
4.2.1. Amortissement des investissements initiaux 60
4.2.2. Charges d'exploitation 60
4.2.3. Prix de vente du mètre cube d'eau 61
5. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL 63
5.1. Phases et composantes du projet 63
5.2. Identification et évaluation des impacts potentiels 63

5.2.1. Identification de potentiels impacts 63
5.2.2. Évaluation des impacts potentiels 63
5.3. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) 64
5.4. Programme de surveillance et de suivi environnemental 64
CONCLUSION 65
RECOMMANDATIONS 66
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES i
ANNEXES iii

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1 : Population de Poin en juillet 2025 extraite de l'estimation en AG 7
Tableau 2 : Outils utilisés 12
Tableau 3 : Évolution du taux de desserte 16
Tableau 4 : Formules empiriques de calcul du diamètre théorique des conduites de refoulement 22
Tableau 5 : Évolution de la population à desservir 34
Tableau 6 : Évaluation de la demande en eau 35
Tableau 7 : Débit d'adduction 37
Tableau 8 : Débit de distribution 37
Tableau 9 : Données de base des forages 38
Tableau 10 : Vérification de la vitesse GLS dans les conduites de refoulement 38
Tableau 11 : Vérification des conditions de Flamant par les conduites de refoulement 39
Tableau 12 : Choix des conduites de refoulement 39
Tableau 13 : Détermination de la HMT des pompes 40
Tableau 14 : Caractéristiques techniques des pompes 41
Tableau 15 : Étude du coup de bélier 42
Tableau 16 : Calcul du débit fictif des tronçons 44
Tableau 17 : Longueur totale des différents diamètres des conduites 46
Tableau 18 : Dimensionnement du réseau de distribution 47
Tableau 19 : Dimensionnement du réservoir 52
Tableau 20 : Dimensionnement de la pompe doseuse 53
Tableau 21 : Dimensionnement du bac de préparation 53
Tableau 22 : Désinfection par le chlore 54
Tableau 23 : Dimensions des fouilles par conduites 54
Tableau 24 : Dimensionnement des champs photovoltaïques 55
Tableau 25 : Dimensionnement de l'onduleur 56
Tableau 26 : Dimensionnement des groupes électrogènes 56
Tableau 27 : Caractéristique technique du groupe électrogène du forage 1 56
Tableau 28 : Caractéristique technique du groupe électrogène du forage 2 56
Tableau 29 : Différents modes de gestion 58
Tableau 30 : Coût global de réalisation du projet 59
Tableau 31 : Amortissements des investissements initiaux 60

Tableau 32 : Calcul des charges d'exploitation 61
Tableau 33 : Prix de vente du mètre cube d'eau 62
Tableau 34 : Programme de surveillance et de suivi environnemental 64

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de la l'entreprise SERAT 3
Figure 2 : Carte de la zone d'étude ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 3 : Taille des ménages enquêtés 8
Figure 4 : Volonté à disposer une source d'eau potable 11
Figure 5 : Détermination du point de fonctionnement du système 41
Figure 6 : Réseau de distribution 43
Figure 7 : Simulation hydraulique du réseau de distribution avec Epanet 49
Figure 8 : Comparaison des pressions calculées et des pressions simulées 50
Figure 9 : Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées 50
Figure 10 : Courbe de modulation de la pression au Noeud 14 51

INTRODUCTION

De par son caractère primordial et limitée, l'eau potable est une ressource qui constitue un facteur déterminant pour la santé, l'hygiène et le bien-être des populations. À cet effet, Antoine de Saint-Exupéry (1939) affirmait que l'eau n'est pas nécessaire à la vie, elle est la vie. Cependant, le Burkina Faso, à l'image de plusieurs pays de la zone d'Afrique subsaharienne, rencontre des difficultés à résoudre le problème de l'insuffisance de l'accès à l'eau potable pour sa population, surtout dans les zones rurales. Cette situation met en évidence la nécessité de définir et de mettre en œuvre des stratégies efficaces visant à développer des infrastructures durables, capables de répondre aux besoins des populations tout en améliorant leurs conditions de vie. Dans le but de relever ce défi, le Burkina Faso a tout d'abord élaboré et mis en œuvre en 2006, dans le cadre des Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD), le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et d'Assainissement (PN-AEPA) et par la suite en 2015, instauré le Programme d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) pour la période 2016-2030. Ce programme s'inscrit dans la continuité des Objectifs de Développement Durable (ODD) adoptés en Septembre 2015, en particulier l'ODD 6, qui vise à garantir à tous l'accès à des services d'eau potable et d'assainissement ainsi qu'une gestion durable des ressources en eau. En milieu rural, l'atteinte des objectifs du PN-AEP repose sur la réalisation d'infrastructures hydrauliques adaptées et sur la mise en place de mécanismes de gestion efficaces permettant d'assurer la pérennité des ouvrages. C'est dans ce contexte que le bureau d'études, Société d'Études, de Réalisations et d'Assistance Technique (SERAT) a été sollicité pour une ***« Étude de faisabilité technique d'un système d'Alimentation en Eau Potable (SAEP) du village de Poin dans la commune du To, Région du Nando »*** à laquelle nous avons pris part en tant que stagiaire de cette entreprise dans le cadre de notre mémoire de fin d'études. Il s'agira principalement dans notre étude, de concevoir et dimensionner un système d'Approvisionnement en Eau Potable (SAEP) pour satisfaire les besoins en eau de la population de Poin jusqu'à l'horizon, puis de faire une étude financière liée à la réalisation de ce projet et enfin, d'en dégager une notice d'impact environnemental et social (NIES).

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

1.1. Présentation de la structure d'accueil

1.1.1. Présentation générale de la structure

Implantée au Burkina Faso, la société d'Études, de Réalisations et d'Assistance Technique (SERAT) est un bureau d'Étude privé qui a été créée en 2006 et regroupant des ingénieurs et des techniciens chevronnés. Elle s'appuie sur une équipe permanente, renforcée par l'intervention de consultants externes compétents, dans le but d'optimiser l'exécution et la performance des programmes d'investissement (SERAT 2006).

1.1.2. Objectifs et orientation stratégique

Le principal objectif du bureau d'études SERAT est de contribuer au développement durable au Burkina Faso et à l'échelle africaine en valorisant son savoir-faire dans divers secteurs. Sa vision stratégique consiste à s'imposer comme un acteur de référence dans le domaine de l'ingénierie en offrant à sa clientèle des prestations de qualité supérieurs en matière d'études, de conseil et d'assistance technique (SERAT 2006).

1.1.3. Domaines de compétences et prestations offertes

SERAT opère dans divers domaines d'activités parmi lesquels figurent :

- L'approvisionnement en eau potable, l'assainissement et l'environnement ;
- La valorisation et gestion des ressources en eau ainsi que les aménagements hydro-agricoles ;
- Le génie-civil et les travaux publics.

Le bureau d'études offre également une large gamme de prestations dans plusieurs secteurs, notamment :

- La réalisation d'études techniques d'Avant-Projet Sommaire (APS) et d'Avant-Projet Détaillé (APD) ;
- La préparation des Dossiers de Consultation des Entreprises (DCE) ;
- Les analyses économiques et financières ;
- Les études de contexte incluant la topographie, la socio-économie, l'agroéconomie, entre autres ;

- Le suivi et l'évaluation des projets de développement ;
- La supervision, la surveillance et le contrôle des travaux ;
- Formation (Plaquette SERAT, 2006)
- L' assistance technique (SERAT, 2006)

1.1.4. Organigramme de la structure d'accueil

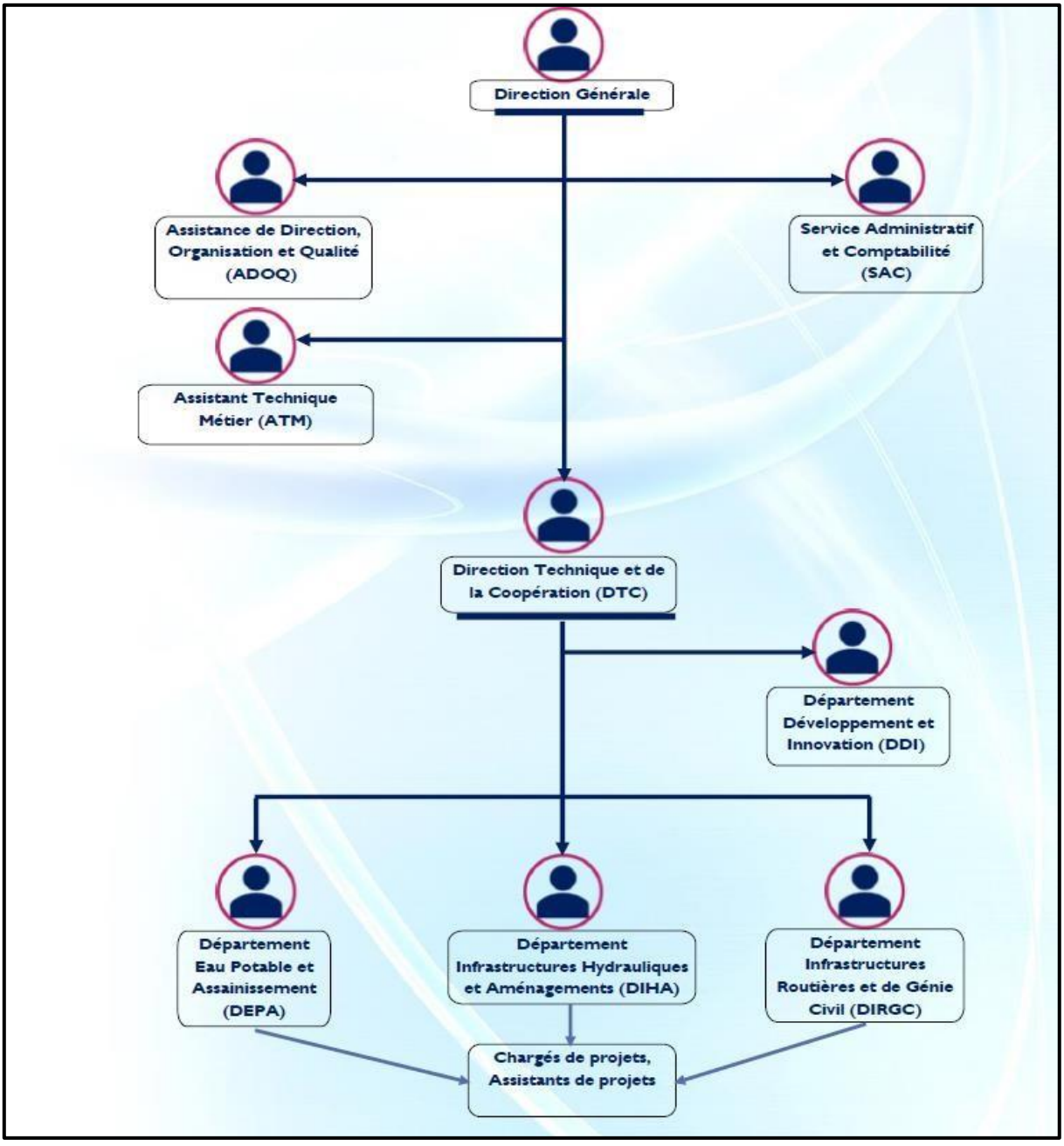


Figure 1 : Organigramme de la l'entreprise SERAT

1.2. Présentation de la zone d'étude

1.2.1. Situation géographique

Le village de Poin relève administrativement de la commune rurale de To, laquelle commune se trouve dans la province de la Sissili, région du Centre-Ouest. Le village est situé à environ 20 km du chef-lieu de la commune et à 122 km du Chef-lieu de région qui est Koudougou. L'accès au village se fait par une route praticable en bon état, praticable en toute saison.

Les limites géographiques du village sont :

- À l'Est par le village de To ;
- À l'Ouest par les villages de Go ;
- Au Sud par le village de Tiessou ;
- Au Nord par le village de Toebila

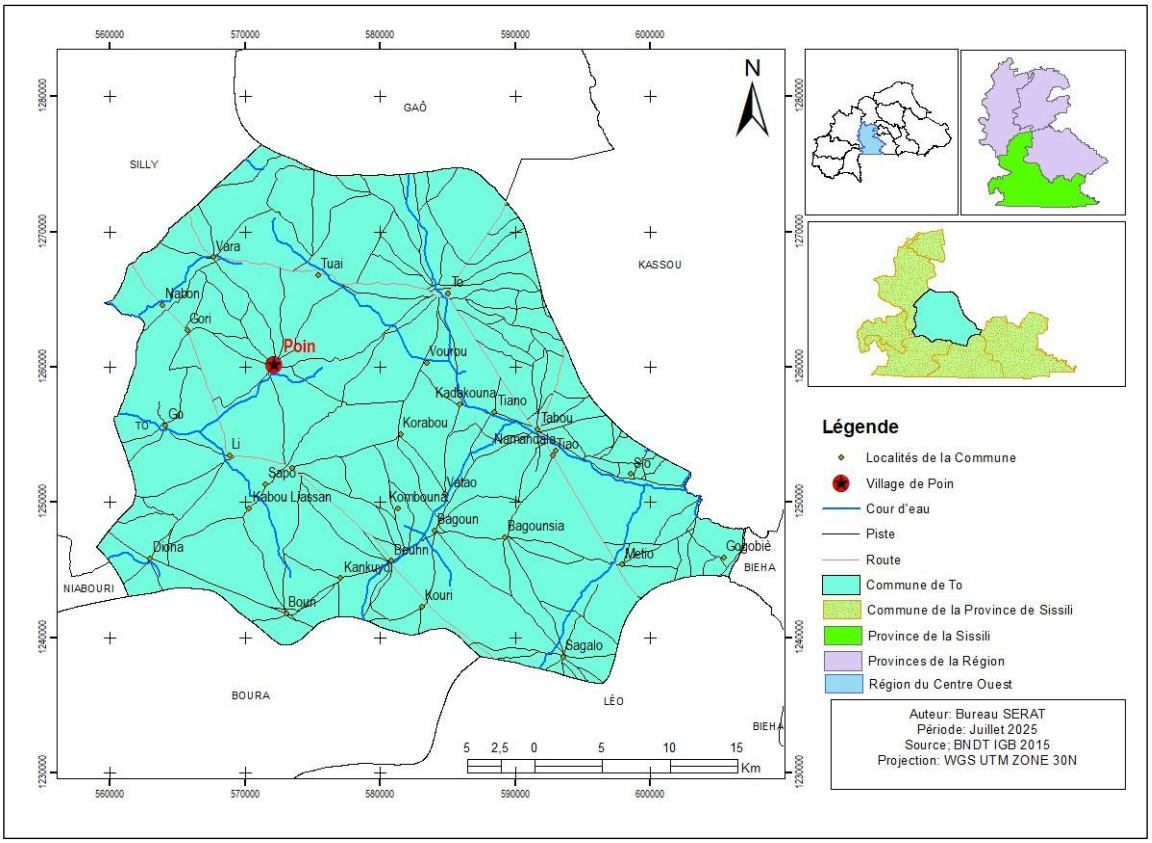


Figure 2 : Carte de la zone d'étude (Village de Poin)

1.2.2. Caractéristiques physiques du milieu

❖ Climat et végétation

La région du Nando, situé dans le centre-ouest du Burkina Faso est caractérisée par un climat tropical de type soudano-sahélien. Ce climat se distingue par l'alternance de deux grandes saisons : une saison des pluies qui s'étend généralement de juin à septembre et une saison sèche,

plus longue, allant d'octobre à mai. Les températures y sont élevées tout au long de l'année avec des pics de chaleur en fin de saison sèche, notamment entre mars et avril. Les précipitations sont concentrées sur quelques mois et peuvent varier d'une année à l'autre. Ce qui influence fortement les activités agricoles et les ressources en eau.

La végétation de la région du Nando est typique de la zone soudanienne. Elle est dominée par des savanes arbustives et arborées, où les arbres sont relativement espacés et associés à des herbes hautes pendant la saison humide. On y rencontre des espèces végétales bien adaptées aux conditions climatiques locales telles que le karité, le néré, le baobab, le tamarinier et diverses espèces d'acacias. Le long des cours d'eau et dans les bas-fonds se développent des forêts-galeries plus denses et plus vertes mais de superficie limitée. Cette végétation naturelle soutient une agriculture principalement pluviale basée sur des cultures vivrières comme le sorgho, le mil et le maïs ainsi que sur le maraîchage dans les zones disposant d'eau. Toutefois, la région est confrontée à des pressions environnementales notamment la déforestation, la dégradation des sols et la réduction progressive du couvert végétal liées à la croissance démographique et aux activités humaines.

❖ Relief et sols

La région du Nando présente un relief globalement peu accidenté typique du plateau central burkinabè. Le paysage est dominé par de vastes plaines légèrement ondulées avec des altitudes moyennes comprises entre 250 et 350 mètres. On y observe par endroits de faibles collines, des buttes latéritiques et des affleurements rocheux mais sans reliefs marqués. Les vallées peu encaissées des cours d'eau saisonniers (mares, bas-fonds et petits marigots) structurent localement le paysage et constituent des zones importantes pour l'agriculture et l'élevage.

Les sols de la région sont variés mais majoritairement issus de l'altération de roches anciennes du socle cristallin. Les plus répandus sont des sols ferrugineux tropicaux souvent peu profonds de couleur rouge à brun, avec une fertilité naturelle moyenne à faible. Ces sols sont généralement drainés mais sensibles à l'érosion surtout lorsque la couverture végétale est réduite. Dans les zones légèrement et les bas-fonds, on trouve des sols plus profonds et plus riches en matière organique, parfois hydromorphes. Ces sols sont relativement fertiles et mieux adaptés aux cultures maraîchères, au riz et aux cultures de saison sèche, à condition de maîtriser l'eau. À l'inverse, sur les plateaux et les zones cuirassées, les sols sont souvent latériques, pauvres et caillouteux, ce qui limite le potentiel agricole.

❖ Réseau hydrographique

La région du Nando a un réseau hydrographique relativement peu dense et majoritairement temporaire. Il est constitué essentiellement de marigots qui coulent que pendant la saison des pluies et s'assèchent en grande partie durant la saison sèche. La région appartient principalement au bassin versant de la volta, en particulier celui de la volta noire (Mouhoun). Plusieurs petits cours d'eau et affluents secondaires drainent les pleines du Nando et s'orientent vers la Volta Noire. Ces cours d'eau jouent un rôle important dans l'évacuation des eaux de pluie et dans l'alimentation des bas-fonds. On observe également de nombreuses mares naturelles et temporaires qui se remplissent pendant l'hivernage et constituent des points d'eau essentiels pour les populations, le bétail et parfois l'irrigation de contre-saison. Les bas-fonds, souvent hydromorphes, retiennent l'humidité plus longtemps le maraîchage, le riz ou les cultures de décrue.

Dans l'ensemble, le réseau hydrographique du Nando est fortement dépendant de la pluviométrie annuelle. Sa variabilité rend la disponibilité de l'eau incertaine, ce qui explique le recours croissant aux forages, puits modernes et petits barrages pour sécuriser l'approvisionnement en eau et soutenir les activités agricoles et pastorales.

❖ Géologie et hydrogéologique

Du point de vue géologique, le sous-sol du Nando est essentiellement constitué de roches cristallines et métamorphiques anciennes d'âge précambrien. Il s'agit principalement de granites, granodiorites, gneiss, schistes et magmatiques, parfois recoupés par des filons de quartz. Ces roches du socle sont généralement recouvertes par une altération superficielle plus ou moins épaisse, formée de matériaux latéritiques, argilo-sableux ou graveleux. Cette couverture d'altération résulte de l'action prolongée du climat tropical et joue un rôle important dans la formation des sols et dans la circulation de l'eau. Le socle rocheux, compact et peu perméable à l'état sain, ne peut permettre une infiltration facile de l'eau sans la présence de fractures ou de zones altérées.

Du point de vue hydrogéologique, la région du Nando appartient au domaine des aquifères de socle cristallin. Les ressources en eau souterraine y sont contenues essentiellement dans deux types de formations :

- La zone altérée du socle, qui peut stocker une certaine quantité d'eau grâce à sa porosité (argiles, sables, latérites). Cette nappe est généralement peu profonde et sensible aux variations saisonnières.
- La zone fissurée et fracturée du socle, où l'eau circule dans les fractures, failles et joints des roches. C'est zone qui est principalement ciblée par les forages.

Les nappes souterraines sont généralement discontinues et de faible à moyenne productivité, avec des débits variables selon la densité des fractures et l'épaisseur de l'altération. La recharge des nappes se fait essentiellement pendant la saison des pluies, par infiltration des eaux de pluie et par les bas-fonds.

Ce contexte géologique et hydrogéologique explique que l'alimentation en eau repose surtout sur des forages et des puits modernes parfois complétés par des retenues d'eau de surface (mares, petits barrages). La disponibilité de l'eau est donc étroitement liée à la pluviométrie et à la bonne localisation des ouvrages hydrauliques, en particulier dans les zones fracturées du socle.

1.2.3. Cadre humain et aspects socio-économiques

❖ Cadre humain

Selon les résultats du 5ème recensement général de la population et de l'habitat (INSD, 2019), la population de Poin était de 2 122 habitants dont 51,51% de femmes et 48,49% d'hommes, soit respectivement de 1 093 et 1 029 personnes. Pour les besoins de la présente étude, une estimation de la population réelle a été effectuée en juillet 2025 (estimations réelles des concessions, ménages et habitants) donne une population estimée à 2 920 habitants répartis entre les huit (08) quartiers que compte le village (Voir tableau 1).

Tableau 1 : Population de Poin en juillet 2025 extraite de l'estimation en AG

Nom du quartier	Nombre de ménages	Population Totale
Naponliassa	100	800
Benaoliassa	80	700
Tem	70	500
Laalé	40	400
Kaonguin	20	250
Zoundri	10	100
Signalé	10	120
Maané	10	50
TOTAL	**340**	**2 920**

S'agissant de l'habitat à Poin, il a une structure de type dispersé et semi-groupé. La typologie du bâti est le banco et banco amélioré. Pour la majorité des ménages, seules les maisons des chefs de ménage sont en parpaing par moment.

En ce qui concerne le niveau d'instruction des chefs de ménage, l'étude révèle en général un niveau assez bas car la plupart des chefs de ménages sont non alphabétisés (80%). Seulement 2,86% des chefs de ménage ont un niveau primaire et 17,14% des enquêtés sont alphabétisés.

En termes de taille des ménages, les résultats de l'enquête ménage donne les résultats suivants dans la figure 3.

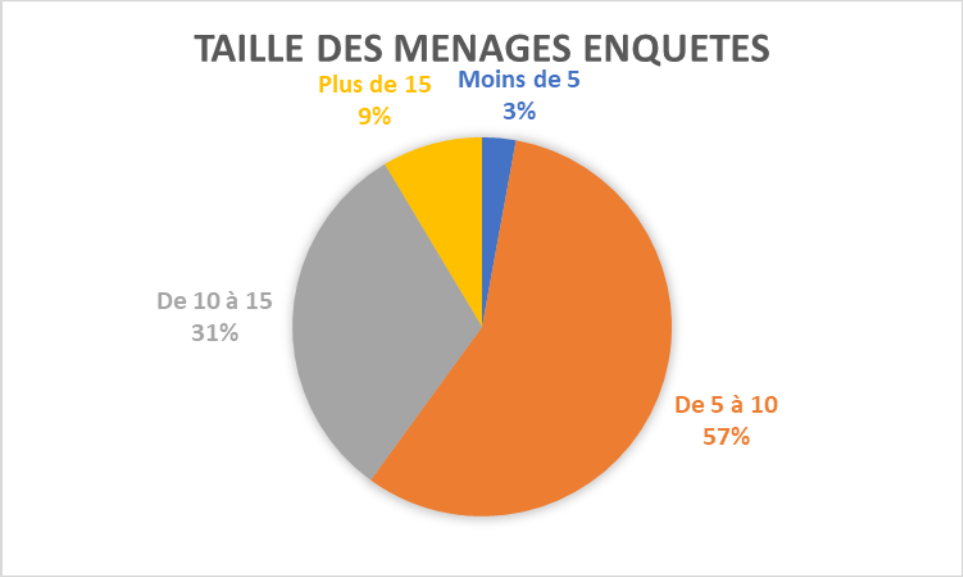


Figure 3 : Taille des ménages enquêtés

❖ Aspects socio-économiques

En matière d'activité économique, l'Agriculture constitue l'activité prédominante de la localité et est pratiquée par la quasi-totalité de la population. La plupart des agriculteurs associent culture de rente et culture vivrière. Les principales productions agricoles sont entre autres, les céréales (Maïs, Sorgho, Riz, Niébé, …), les cultures de rente (le sésame, l'arachide et soja).

L'élevage est aussi pratiqué par quelques agricultures et des communautés peuls. Le cheptel est composé des petits ruminants (moutons, chèvre) et des grands ruminants (bœuf, âne,). L'élevage de la volaille est aussi pratiqué par la plupart des ménages. Il existe des espaces de prairie à proximité du village. Nomades pendant la saison sèche, le cheptel s'abreuve dans les forages et les puits. Des déclarations recueillies en AG, le cheptel du village serait composé d'environ 9 000 petits ruminants (ovins, caprins), de 4 500 grands ruminants (bovins notamment), 3 000 porcins environ et 1 000 ânes (SERAT, 2025).

1.3. Présentation du projet

1.3.1. Contexte et justification

Afin de relever les défis liés à la gestion des ressources en eau et garantir un accès universel et durable aux services d'eau potable et d'assainissement, le Burkina Faso a mis en place des programmes sectoriels pour la période 2016-2030. Divers projets sont initiés en s'appuyant sur le Programme National d'Alimentation en Eau Potable (PN-AEP, 2016-2030), la Politique Sectorielle Environnement Eau et Assainissement et s'inscrivant dans le cadre des Objectifs de Développement Durable (ODD).

Dans le cadre de la mise en œuvre de l'amélioration à l'accès aux services d'eau potable, le bureau d'études SERAT a été chargé de réaliser des études de Systèmes d'Alimentation en Eau Potable (SAEP) dans la commune de To dans la région du Nando. Cette étude concerne le village de Poin, dans le but d'améliorer le bien-être des populations bénéficiaires.

Notre stage au sein de SERAT portera sur l'Étude de faisabilité technique d'un Système d'Alimentation en Eau Potable (SAEP) dans le village de Poin, commune de To, région du Nando, Burkina Faso. Cette étude constituera le sujet de notre mémoire de fin de cycle Master 2 en Génie de l'Eau, de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-Agricoles (GEAAH).

1.3.2. Objectifs de l'étude

Cette étude a pour objectif général l'amélioration de l'accès à l'eau potable durablement dans le village de Poin. Pour se faire, il s'agira spécifiquement de :

- Réaliser une étude de faisabilité technique de la mise en œuvre d'un système d'alimentation en potable qui permet de répondre à la demande en eau et ce jusqu'à l'horizon du projet
- Faire une étude de faisabilité financière afin d'en ressortir les coûts d'investissements et d'exploitation du projet
- Évaluer l'impact environnementaux et sociaux du projet

1.3.3. Résultats attendus

Au regard des objectifs cités ci-dessus, les résultats escomptés de cette étude sont les suivants :

- La conception et le dimensionnement du nouveau système d'alimentation en eau potable
- Une analyse financière de la faisabilité du projet
- Une notice des impacts environnementaux et sociaux

1.3.4. Diagnostic de l'alimentation en eau de Poin

À Poin, on dénombre neuf (09) forages équipés de pompe à motricité humaine dont deux (02) en panne. Parmi ces neuf (09) forages, deux (02) sont institutionnels (école et CSPS). En outre, on dénombre une (01) mosquée dans le village. Il existe également une (01) église catholique, deux (02) temples protestant et six (06) lieux de culte traditionnel, il existe un (01) dispensaire et une (01) école primaire publique. Quant aux infrastructures économiques, on note des boutiques, des kiosques et buvettes. Selon les résultats de l'enquête ménage, il ressort que les sources d'approvisionnement en eau sont de deux ordres : les points d'eau potable (forages avec PMH) et les points d'eau non potable (puits modernes et puits traditionnels). On note que la plupart des ménages (68%) utilisent les forages équipés de pompe à motricité humaine comme source d'approvisionnement en eau potable. En effet, il existe quelques puits dans le village. Toutefois, une partie non négligeable (31,42%) de la population s'approvisionnent également au niveau des puits traditionnels pour leurs besoins en eau. Cela peut être lié au fait que certains quartiers comme Kaongui, Signalé et Maané ne disposent pas de forages. Les moyens utilisés pour le transport de l'eau sont les charrettes à traction animale, les vélos. Le prélèvement de l'eau est en majorité assuré par les femmes et les jeunes filles et les jeunes garçons. Les récipients utilisés pour l'approvisionnement en eau sont principalement les bidons de 20l (100% des ménages enquêtés), les barriques de 200l (14,28%) et les bassines (2,86%).

À Poin, l'eau potable est essentiellement destinée à la consommation domestique pour satisfaire les besoins du ménage notamment pour la cuisine, la boisson, la lessive, la vaisselle, la propreté corporelle et le nettoyage. Les consommations spécifiques regroupent les besoins en eau potable pour les autres activités. L'analyse des données montre que 100% des ménages enquêtés utilisent l'eau potable pour la consommation humaine, 100% l'utilisent pour les besoins domestiques, 85,71% des ménages l'utilisent pour l'abreuvement des animaux. Il ressort également de l'enquête ménage que la vente de l'eau (revendeurs d'eau) n'est pas pratiquée dans le village de Poin.

La volonté de la population à payer l'eau est évaluée par l'analyse de son consentement à investir une certaine somme pour disposer d'un approvisionnement en eau potable. Cette

volonté sera confirmée par la capacité de la population à payer l'eau. Au cours de l'AG, les populations ont rassuré les enquêteurs du bureau sur le fait que le village de Poin a toujours honoré le paiement de ses contributions financières initiales pour la réalisation des ouvrages d'AEPA.

La gestion des forages du village se fait par quartier et une cotisation annuelle qui varie d'un quartier à un autre. Il arrive également que des cotisations ponctuelles soient sollicités en fonction de la gravité des pannes dans l'objectif de parer aux éventuelles pannes. Étant donné que le quartier est l'entité de gestion des ouvrages, le gestionnaire responsable de la collecte des cotisations arrive tant bien que mal à mobiliser les ressources de sorte à pouvoir intervenir en cas de panne. Ainsi, à la question de savoir si la population est disposée à avoir une borne fontaine ou un branchement privé, source d'une eau potable, les résultats de l'enquête montre que 100% de la population répondent par l'affirmative.

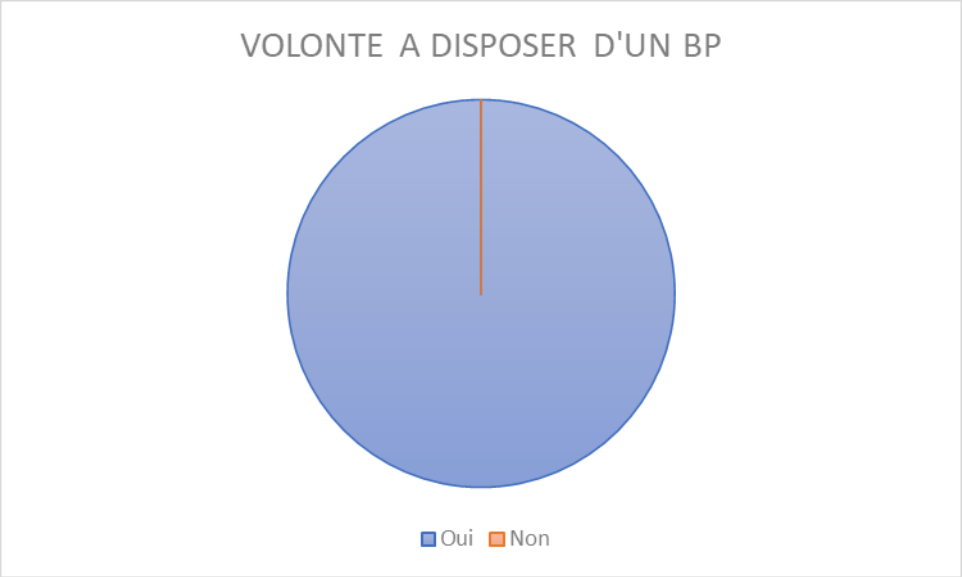


Figure 4 : Volonté à disposer une source d'eau potable

Tableau 2 : États des lieux

Ouvrages	Nombre	Observation
PMH	09	02 en pannes

2. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

2.1. Matériels utilisés

Cette étude a nécessité l'usage de plusieurs logiciels pour l'analyse et le traitement des données collectées. Le tableau ci-dessous nous présente ces différents outils et leurs fonctions.

Tableau 3 : Outils utilisés

LOGICIELS	FONCTIONS	LOGO
AutoCAD 2019	Tracer les réseaux d'adduction et de distribution et élaborer les plans techniques des différents ouvrages	
Epanet, EPACAD	Simuler le réseau pour l'observation et l'analyse des principaux paramètres hydrauliques (vitesse, pression)	
QGIS	Réaliser la carte de la zone d'étude	
EXCEL	Dimensionner les réseaux d'adduction et de distribution ainsi que les principaux ouvrages du projet	

2.2. Méthodes de conception

Dans cette partie, nous décrirons de manière explicite le processus adopté pour l'atteinte des objectifs fixés depuis la collecte des données jusqu'à l'élaboration et à l'interprétation des résultats issues du traitement ces données.

2.2.1. Recherche documentaire

Dans le cadre de cette étude, une revue bibliographique approfondie a été réalisée à partir de sources variées issues de bases de données et d'institutions clés intervenant dans le secteur de l'alimentation en eau potable au Burkina Faso. Les mémoires de fin d'études ont fourni des analyses pertinentes sur les problématiques d'alimentation en eau potable dans ce pays, permettant de contextualiser les enjeux locaux. Aussi, la monographie de la localité ciblée par notre étude a quant à elle apportée des données socio-économiques et géographiques essentielles à la compréhension du cadre d'étude.

Par ailleurs, le Plan Communal de Développement (PCD) a servi de référence pour identifier les orientations stratégiques et les priorités définies par les autorités locales en matière d'amélioration à l'accès à l'eau potable. Les politiques nationales, notamment à travers le Plan National d'Alimentation en Eau Potable (PN-AEP) ont permis de situer cette recherche dans le cadre plus large des engagements institutionnels du pays. Enfin, des rapports techniques issues de l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) ainsi que du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement ont complété cette documentation en fournissant des données actualisées et des éléments techniques indispensables à l'analyse.

2.2.2. Collecte et analyse des données

La visite de terrain a constitué une étape essentielle dans le processus préparatoire du projet. Elle a permis de réaliser une analyse approfondie de la zone d'intervention en amont du lancement des travaux, dans le but de mieux identifier les besoins locaux et de définir avec précision la consistance ainsi que les limites des ouvrages à exécuter.

Dans ce cadre, une étude socio-économique et topographique a été conduite. Celle-ci a notamment comporté des enquêtes auprès des ménages, visant à collecter des données relatives à l'accès à l'eau potable.

Parallèlement, des discussions de groupe ont été organisées afin de recueillir les perceptions et recommandations des populations bénéficiaires concernant le projet.

Préalablement à l'installation des bornes fontaines, une phase d'information et de sensibilisation a été mise en œuvre. Elle avait pour objectif de rappeler les conditions préalables à respecter et de promouvoir une utilisation optimale et durable des infrastructures.

Le choix des emplacements des bornes fontaines a été effectué de manière concertée ; en association avec les communautés locales et en présence des représentants du bureau d'études, conformément aux critères techniques préétablis.

Enfin, les levées topographiques ont permis de définir le tracé du réseau et d'en assurer la matérialisation sur le terrain.

2.2.3. Hypothèses de calcul

2.2.3.1. Horizon de projet

L'horizon du projet correspond à l'année jusqu'à laquelle les infrastructures devront demeurer fonctionnelles et capables de répondre de manière satisfaisante aux besoins en eau potable des populations bénéficiaires. Il est essentiel que tout projet d'alimentation en eau potable soit conçu de manière à couvrir, sur une période déterminée, les besoins présents et futurs des usagers.

Ainsi, dans le cadre de ce projet, l'horizon retenu est fixé à l'année **2050**, pour une mise en service prévue en 2025, soit une durée d'exploitation projetée de **vingt-cinq (25) ans**, conformément aux termes de références du projet.

2.2.3.2. Consommation spécifique selon le décret de 2019

La consommation spécifique correspond à la quantité moyenne d'eau potable utilisée quotidiennement par une personne exprimée en litre par jour et par habitant (l/j/hbt).

Le décret n°209-204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019, portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable, fixe pour le milieu rural les consommations spécifiques suivantes (Ministère de l'Eau et de l'Assainissement, 2019) :

- 25 l/j/hbt pour les services desservis par bornes fontaines

- 40 l/j/hbt pour les services desservis par les branchements particuliers

2.2.3.3. Consommation spécifique selon le PN-AEP

Le Plan National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP), élaboré pour la période 2016-2030, constitue l'instrument stratégique du Gouvernement de mise en œuvre de la politique nationale en matière d'accès à l'eau potable. Ce document de référence oriente la planification, la programmation et la réalisation des infrastructures d'alimentation en eau potable sur l'ensemble du territoire national. À l'horizon 2030, le PN-AEP fixe les normes de consommations journalières suivantes :

- 20 l/j/hbt pour les services desservis par les bornes fontaines
- 25 l/j/hbt pour les services desservis par les branchements privés

Cependant, en mars 2023, la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) a formulé une recommandation visant à harmoniser les dispositions du PN-AEP avec celles du décret afin d'éviter toute surestimation des besoins lors du dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable en milieu rural.

Ainsi, il a été préconisé d'adopter une consommation spécifique de **20 litres par jour et par habitant** pour les bornes fontaines et **25 litres par jour et par habitant** pour les branchements particuliers, d'ici 2030 (Direction Générale de l'Eau Potable, 2023).

2.2.3.4. Taux de desserte

Le principal enjeu du Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) à l'horizon 2030 réside dans la garantie effective du droit d'accès à l'eau potable pour l'ensemble des citoyens burkinabè. L'approche préconisé s'inscrit dans une logique de progression, tant en ce qui concerne le taux de desserte lui-même que le niveau de service, qu'il s'agisse de borne fontaine (BF) ou de branchements particuliers (BP).

Dans le cadre de ce projet, les objectifs de desserte sont fixés à 80% en 2030 et à 100% à l'horizon du projet qui est 2050. Cette couverture à l'horizon du projet est repartie à hauteur de 80% pour les branchements particuliers et de 20% pour les bornes fontaines. La répartition plus détaillée du taux de desserte entre ces deux échéances est consignée dans le tableau 3 :

Tableau 4 : Évolution du taux de desserte

Année	Taux de desserte en AEP (%)	Taux de desserte BP (%)	Taux de desserte BF (%)
2025	56	28	28
2030	80	56	24
2035	85	62	23
2040	90	68	22
2045	95	74	21
2050	100	80	20

2.2.3.5. Coefficients de variation de la demande

Les demandes en eau présentent des variations quantitatives en fonction des saisons, des jours de la semaine et des heures de la journée (GUIRE, 2025). Cette variabilité met en évidence la nécessité d'intégrer ces fluctuations dans le dimensionnement des systèmes d'approvisionnement en eau potable. L'application de ces coefficients de variation aux besoins en eau permet une planification plus rigoureuse et une gestion optimisée de la distribution, en tenant compte des incertitudes susceptibles de survenir de manière imprévisible. Ainsi, dans le cadre de notre étude, les paramètres suivants ont été considérés :

- **Le coefficient de pointe journalier (Cpj)** : il permet de déterminer la capacité de stockage requise pour assurer la continuité du service lors des pics de consommation. Ces pointes se manifestent généralement les jours de grandes lessives ou de repos hebdomadaires avec des valeurs variant entre 1,05 et 1,15 (KADIA Boris, 2024). Par souci de sécurité et afin de garantir une marge de fiabilité suffisante, nous avons opté pour le coefficient maximal, soit **Cpj=1,15**
- **Le coefficient de simultanéité** : il représente le nombre de ménages susceptibles d'êtres alimentés simultanément par le réseau. Ce coefficient permet d'estimer de manière plus réaliste la demande instantanée en eau, correspondant au débit de pointe horaire (SEYDI, 2025). Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\boldsymbol{Coeff\ de\ simultanéité} = \frac{\mathbf{3}}{\sqrt{\boldsymbol{Nb-1}}} \qquad (1)$$

Avec :

Nb : Nombre de branchements particuliers

3 représente r qui varie de 1 à 3.

2.2.3.6. Rendement du réseau

Le rendement du réseau est un indicateur des pertes en eau survenant durant les phases de mobilisation et de distribution dans un système d'approvisionnement en eau potable (OUERMI,2024). L'efficacité du système d'alimentation en eau peut être à travers la comparaison entre le volume total d'eau introduit dans le réseau et celui effectivement mis à la disposition des usagers. Ces pertes résultent de plusieurs facteurs, notamment les fuites, les ruptures de conduites, les dépôts dans les canalisations ou encore la dégradation progressive des infrastructures. Leur maîtrise constitue donc un enjeu majeur pour assurer un approvisionnement en eau fiable, durable et performants pour l'ensemble des consommateurs.

De manière générale, les pertes liées eu transport (refoulement) et à la distribution sont estimées entre 10% et 20% (LEMBONE, 2023).

Dans le cadre de notre projet, il a été retenu un taux de perte évolutif tenant compte du vieillissement progressif des conduites de 3% au cours des six premières années, 5% durant les huit années suivantes, puis 10% pour le reste de la période de mise en œuvre jusqu'à l'horizon du projet.

2.2.3.7. Conditions de vitesse et de pression

La vitesse de circulation de l'eau dans les conduites doit être maintenue dans des limites techniques comprises entre **0,3 m/s et 1,2 m/s,** afin de garantir un écoulement hydraulique optimal et de prévenir tout dysfonctionnement du réseau.

Pour assurer un service efficace et continu, chaque point de distribution doit disposer d'une pression suffisante. A cet effet, une pression de service minimale de 5 mCE est adoptée comme référence dans le cadre du présent dimensionnement.

La résistance des conduites est définie par la pression nominale (PN), représentant la pression maximale que la canalisation peut supporter en fonctionnement normal. Les classes les plus couramment utilisées sont PN 6, PN 10 et PN 16.

Dans la présente étude, les conduites de refoulement seront dimensionnées selon la classe **PN 16,** afin d'assurer la sécurité du réseau et d'anticiper d'éventuelles extensions futures.

Pour le réseau de distribution, les conduites de classe PN 10 seront privilégiés, conformément aux standards techniques appliqués par l'ONEA, en raison de leur résistance éprouvée aux pressions et aux conditions de températures rencontrées.

2.2.3.8. Pertes de charges

Les pertes de charges correspondent à la diminution d'énergie du fluide due aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et aux perturbations de l'écoulement. Elles résultent de plusieurs facteurs tels que la friction interne, les changements de direction du flux, la présence d'obstacle ainsi que les variations du débit au sein du réseau. Pour le calcul de ces pertes de charges dans notre étude, nous retiendrons la formule de **Darcy-Weisbach (1775),** pour sa précision et sa polyvalence par rapport à d'autres formules empiriques couramment utilisées telles que celles de Chézy (1775), Maning-Strickler, Hazen-Williams ou encore Calmon et Lechapt. La formule de Darcy-weisbach présente l'avantage de s'appliquer à tout type de fluides et régimes d'écoulement grâce à l'introduction d'un facteur de friction ajustable intégrant la rugosité des conduites ($K=10^{-6}$ mm selon SOTICI, 2023). Elle repose sur des principes physiques rigoureux, permettant une modélisation fine du comportement hydrauliques des réseaux.

Son principal inconvénient réside dans la complexité de calcul du facteur de friction λ en régime turbulent, qui nécessite généralement des itérations selon la relation Colebrook-White. Toutefois, grâce aux outils de calcul modernes (logiciel de modélisation hydraulique, calculateurs numériques), cette contrainte est aujourd'hui largement maîtrisée et négligeable.

Cependant, les pertes de charges dont il est question ici avec la formule de Darcy-Weisbach sont les pertes de charges linéaires. Pour une estimation plus globale de ces pertes de charges, il nous faut inclure les pertes de charges singulières, qui dans cette étude, ont été estimée à 10% des pertes de charges linéaires selon notre emplacement dans le réseau. Les pertes de totales sont donc la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

Ainsi, nous obtenons la formule de la perte de charge totale suivante :

$$\Delta H_T = 1,1 \times \frac{8\lambda Q^2 L}{g\pi^2 D^5} \qquad (2)$$

Où, ΔH_T *: pertes de charges totales en m ;* λ *: Coefficient de pertes de charge ;* L *et* D *: Longueur et diamètre des conduites en m ;* Q *: débit transporté par le tronçon en* m^3/s *;* g *: accélération de la pesanteur (9,81* m^2/s*)*

2.2.4. Besoins en eau

2.2.4.1. Population à l'horizon du projet

Cette étape vise à estimer la population projetée dans le cadre du projet, ainsi que les besoins en eau nécessaires pour satisfaire la demande future. À partir des données du RGPH 2006 et RGPH 2019, la population à l'horizon du projet ainsi que les taux d'accroissement démographique observées sur la période 2006-2019 ont été déterminés au moyen des équations suivantes :

$$P_n = P_0(1+\alpha)^n \quad \text{où} \quad \alpha = \left(\frac{\text{Nombre d'habitants 2019}}{\text{Nombre d'habitants2006}}\right)^{\frac{1}{2019-2006}} - 1 \qquad (3)$$

Avec, Pn *: Population à l'horizon du projet ;* $P0$ *: Population de l'année initiale (2019)*

α **:** *Taux d'accroissement de la population (taux régional du Nando) ;* n **:** *Nombre d'années entre l'année initiale et l'année à l'horizon du projet*

2.2.4.2. Besoins domestiques

Le besoin en eau d'un usager est la quantité d'eau qu'il consommerait en dehors de toute contrainte économique (ZOUNGRANA, 2003). Ce besoin varie en fonction de plusieurs paramètres, notamment de la population et la consommation spécifique. Il peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$B_{dom} = (Pop \times C_{sBP} \times T_{dBP} + Pop \times C_{sBF} \times T_{dBF})/1000 \quad (4)$$

Avec, B_{dom} *: Besoins domestiques journaliers (m³/j)* ; Pop **:** *Population totale à desservir* C_{sBP} **:** *Consommation spécifique aux branchements particuliers (l/j/hbt)* ; T_{dBP} **:** *Taux de desserte des branchements particuliers (%)* ; C_{sBF} **:** *Consommation spécifique aux bornes fontaines (l/j/hbt)* ; T_{dBF} **:** *Taux de desserte des bornes fontaines (%)*

2.2.4.3. Besoins annexes (besoins non domestiques)

Les besoins non résidentiels regroupent l'ensemble des consommations en eau qui ne relèvent pas des activités domestiques, mais qui sont associées aux secteurs économiques, sanitaires et éducatifs. Leur prise en compte est essentielle afin d'assurer une couverture adéquate et équilibrée des besoins de l'ensemble de la population. Toutefois, en raison des limites des données disponibles dans le rapport socio-économique, les besoins annexes ont été estimés à environ **10 %** des besoins domestiques.

$$B_{ann} = 10\% \times B_{dom} \quad (5)$$

2.2.4.4. Besoins globaux en eau

Les besoins moyens journaliers globaux seront donc la somme des besoins moyens domestiques et besoins annexes comme le montre la formule suivante :

$$B_g = B_{dom} + B_{ann}$$

(6)

Avec, B_g : *Besoins moyens globaux (m^3/j)* ; B_{dom} : *Besoins domestiques (m^3/j)*

B_{ann} : *Besoins annexes (m^3/j)*

2.2.4.5. Besoins en eau du jour de pointe

On obtient les besoins en eau du jour de pointe en affectant aux besoins moyens journaliers globaux, le coefficient de pointe journalier. Cette relation est donnée par la formule suivante :

$$B_{jp} = Cpj \times B_g \quad (7)$$

Avec, B_{jp} : *Besoins en eau du jour de pointe (m^3/j)* ; Cpj : *Coefficient de pointe journalier (1,15)* ; B_g : *Besoins globaux (m^3/j)*

2.2.4.6. Demande en eau brute de pointe

Elle représente la demande en eau réelle à mobiliser après avoir déduire les pertes d'eau engendrée tout le long de la chaîne.

$$D = \frac{B_{jp}}{n} \quad (8)$$

Avec, B_p : *Demande en eau du jour de pointe (m^3/j)* ; n : *Rendement du réseau (90% à l'horizon du projet)* ; B_{JP} : *Besoins globaux (m^3/j)*

2.2.5. Réseau d'adduction

L'adduction d'eau potable est en généralement par assuré soit par un système d'écoulement gravitaire du fait d'une topographie de terrain très favorable, soit par un système de refoulement nécessitant l'usage de la pompe. Dans le cadre de notre projet, c'est le deuxième système qui est adopté.

2.2.5.1. Diamètre des conduites de refoulement

Le dimensionnement économique de la conduite de refoulement résulte d'un arbitrage entre deux paramètres antagonistes. D'une part, les coûts d'acquisition et de mise en œuvre de la conduite qui croissent avec l'augmentation du diamètre et d'autre part, les coûts d'exploitation liés aux opérations de pompage, qui diminuent lorsque le diamètre augmente, du fait de la réduction des pertes de charges.

Dans le cadre de notre étude, les conduites retenues pour le réseau d'adduction sont en polyéthylène haute densité **(PEHD)** de pression nominale 16 bars **(PN 16).** L'objectif principal est de déterminer un diamètre économique permettant de minimiser les charges d'exploitation du système d'alimentation en eau potable tout en optimisant les investissements nécessaires. Les formules empiriques suivantes ont permis de calculer le diamètre théorique de ces conduites de refoulement.

Tableau 5 : Formules empiriques de calcul du diamètre théorique des conduites de refoulement

Bresse	$\boldsymbol{D_{th} = 1,5 \times \sqrt{Q}}$	D_{th} : Diamètre intérieur théorique en mètre Q : Débit d'exploitation en m^3/s n : Nombre d'heure de pompage par jour
Bonin	$\boldsymbol{D_{th} = \sqrt{Q}}$	
Bedjaoui	$\boldsymbol{D_{th} = 1,27 \times \sqrt{Q}}$	
Munier	$\boldsymbol{D_{th} = (1 + 0,02\, n) \times \sqrt{Q}}$	
Bresse modifié	$\boldsymbol{D_{th} = 0,83 \times \sqrt[3]{Q}}$	

Après le choix des diamètres commerciaux à partir des diamètres théoriques ci-dessus, on calcule la vitesse réelle de l'eau dans la conduite de refoulement avec la formule suivante :

$$\boldsymbol{V_r(m/s) = \frac{4Q}{\pi D_c^2}} \qquad (9)$$

La conduite à retenir sera celle qui respecte à la fois les conditions de Flamant et celle de vitesse économique GLS :

- **Condition de Flamant :** $\boldsymbol{V(m/s) \leq 0,6 + D(m)}$
- **Condition GLS :** $\boldsymbol{V(m/s) \leq \sqrt{\frac{D(mm)}{50}}}$

2.2.5.2. Hauteur Manométrique Totale

La Hauteur Manométrique Totale (HMT) représente la pression, exprimée en mètres de colonne d'eau (mCE), que doit fournir une pompe pour assurer le transfert d'un volume d'eau d'un point à un autre présentant une différence géométrique de niveau. Elle intègre l'ensemble des pertes de charge observées dans la conduite de refoulement ainsi que la hauteur géométrique correspondant à la différence d'altitude entre le niveau dynamique de l'eau dans le forage et le niveau de déversement de l'eau dans le réservoir. Ainsi, la HMT constitue un paramètre primordial pour le choix de la pompe à installer. Elle est définie par la relation suivante :

$$\boldsymbol{HMT = H_g + \sum \Delta H} \qquad (10)$$

Avec :

- $\boldsymbol{HMT}$: *Hauteur manométrique totale (m)*
- $\boldsymbol{H_g}$: *Hauteur géométrique (m) ;* $\boldsymbol{H_g = Côte\ de\ deversement - côte\ niveau\ dinamique}$
- $\boldsymbol{\sum \Delta H}$: *Somme des pertes de charges (m)*

2.2.5.3. Coup de bélier

Le phénomène de coup de bélier est un phénomène transitoire de suppression ou de dépression se produisant dans une conduite lorsque l'écoulement de l'eau est interrompu ou modifié. Ce phénomène apparait notamment lors de la fermeture rapide d'une vanne, de l'arrêt soudain d'une pompe qui peut compromettre l'intégrité des installations. Il est donc essentiel d'en examiner l'incidence dès la phase de conception du réseau et, le cas échéant, d'intégrer des dispositifs correctifs adaptés comme les ballons anti-béliers qui permettent d'atténuer les chocs de pression :

L'étude de ce phénomène a été effectuée comme suit :

- **Calcul de la célérité des ondes**

Les ondes de pression se déplacent à travers la conduite dont la vitesse ou célérité est déterminée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}}} \qquad (11)$$

Avec :

- $\boldsymbol{C}$: *Célérité des ondes (m/s)* ; $\boldsymbol{k}$: *Coefficient de rugosité (k=83 pour le PEHD)*
- $\boldsymbol{D}$: *Diamètre intérieur de la conduite (m)* ; $\boldsymbol{e}$: *Épaisseur de la conduite*

➢ **Calcul de la variation de pression**

Le changement brusque du régime d'écoulement engendre des ondes qui se propagent le long de la conduite en entraînant une variation de pression (surpression, dépression), déterminée à l'aide de la relation d'Allevi-Joukovski :

$$\boldsymbol{\Delta P = \pm \frac{c \times v}{g}} \qquad (12)$$

Avec :

- $\boldsymbol{\Delta P}$: *Variation de pression (m)* ; $\boldsymbol{c}$: *Célérité des ondes de pression (m/s)*
- $\boldsymbol{v}$: *Vitesse maximale de l'eau dans le réseau d'adduction (m/s)*
- $\boldsymbol{g}$: *Accélération de la pesanteur (9,81 m^2/s)*

La Hauteur manométrique du réseau (H_0) dans le cas d'une pompe immergée est donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{H_0 = HMT - ND\ max} \qquad (13)$$

Avec :

- $\boldsymbol{H_0}$: *Hauteur manométrique du réseau (m)* ; $\boldsymbol{HMT}$: *Hauteur manométrique totale (m)*
- $\boldsymbol{ND\ max}$: *Niveau dynamique maximale de l'eau (m)*

Les pressions maximales et minimales (H_{max} et H_{min}) engendrées par le coup de bélier respectivement en cas de surpression et dépression sont données par les relations suivantes :

$$\boldsymbol{H_{max} = H_0 + \Delta P} \qquad (14) \qquad \boldsymbol{H_{min} = H_0 - \Delta P} \qquad (15)$$

Le cas de surpression par coup de bélier intervient lorsque la pression maximale $\boldsymbol{H_{max}}$ vérifie la condition suivante :

$$H_{max} \geq PMA \ ; \frac{H_{max}}{PN} \geq 1,2 \qquad (16)$$

Avec :

- PMA : *Pression maximale admissible* ($PMA = 1{,}2 \times PFA$)
- PFA : *Pression de fonctionnement admissible* ($PFA \approx PN$) *pour une conduite neuve*
- H_{max} : *Pression maximale (m)*

Le cas de dépression par coup de bélier intervient lorsque la pression minimale H_{min} par rapport à la pression atmosphérique (P_{atm}) vérifie la condition suivante :

$$H_{min} < P_{atm} = 10,33 \ mCE \qquad (17)$$

2.2.6. Réseau de distribution

2.2.6.1. Choix du type de réseau

Le choix du type de réseau a été fondé sur l'analyse de la répartition géographique des concessions au sein du village ainsi qu'aux considérations liées aux coûts d'investissement et à la facilité de mise en œuvre. À l'issue de cette évaluation, l'option retenue est celle d'un **réseau ramifié** assurant une desserte gravitaire de l'eau depuis le réservoir.

Le tracé du réseau a été défini en tenant compte de l'emplacement des différents points de desserte (bornes fontaines et branchements particuliers), du positionnement du réservoir, du réseau existant de pistes et de routes ainsi que les propriétés privées.

2.2.6.2. Débits et des diamètres théoriques

Le débit de distribution (Q_{dist}) représente la quantité d'eau que le réseau de distribution devrait être capable de transporter même aux moments de demande de pointe. Dans notre projet, ce débit de distribution a été calculé par la relation suivante :

$$Q_{dist} = N_{BF} \times Q_{BF} + Coef_{sim} \times N_{BP\ à\ réaliser} \times Q_{robinet\ par\ BP}$$

(18)

Avec :

- Q_{dist} : *Débit de distribution (l/s)* ; N_{BF} : *Nombre de borne fontaine*
- Q_{BF} : *Débit de chaque borne fontaine (0,75 l/s)* ; $Coef_{sim}$: *Coefficient de simultanéité*
- $N_{BP\ à\ réaliser}$: *Nombre de branchements particuliers à réaliser*
- $Q_{robinet\ par\ BP}$: *Débit de robinet par branchements particuliers (0,25 l/s)*

➢ Débit linéique ou spécifique

Le débit linéique permet d'intégrer les branchements particuliers dans le processus de dimensionnement. En considérant une répartition uniforme de la population le réseau, ce débit est déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{tBP}}{\sum Li} \qquad (19)$$

Avec :

- Q_{sp} : *Débit spécifique (l/s/m)* ; Q_{tBP} : *Débit totale des branchements particuliers (l/s)*
- $\sum Li$: *Somme des longueurs des tronçons avec prélèvement en route (m)*

➢ Débit en route

Le débit en route d'une conduite désigne la quantité d'eau prélevée par les consommateurs le long de la conduite. Il se calculé comme suit :

$$Q_{route} = Q_{sp} \times Li \qquad (20)$$

Où, Q_{route} : *débit en route (l/s)* ; Q_{sp} : *débit spécifique (l/s/m) et* Li : *longueur du tronçon*

➢ Débit du tronçon

Le débit transporté par le tronçon aussi appelé **débit fictif** se calcule à partir de la relation suivante :

$$Q_{fictif} = 0,55 \times Q_{route} + Q_{aval}$$

(21)

Où, $\boldsymbol{Q_{fictif}}$ *: débit du tronçon (l/s) ;* $\boldsymbol{Q_{route}}$ *: débit en route (l/s) ;*

$\boldsymbol{Q_{aval}}$ *: Débit aval (l/s) qui englobe tous les débits se trouvant à l'aval du tronçon*

- **Débit de la borne fontaine**

Comme il a été mentionné précédemment dans le PN-AEP, chaque borne fontaine doit assurer la desserte de 500 habitants avec une consommation spécifique de 20 l/j/hbt. Le débit fourni par une borne fontaine est déterminé selon le calcul suivant :

$$\boldsymbol{Q_{BF} = \frac{C_{sBF} \times 500}{T_f \times 3600}} \qquad (22)$$

Où, $\boldsymbol{Q_{BF}}$ *: Débit à la borne fontaine (l/s) ;* $\boldsymbol{T_f}$ *: Temps de fonctionnement (h) ;*

$\boldsymbol{C_{sBF}}$ *: Consommation spécifique à la borne fontaine (l/j/hbt)*

Cependant, dans cette étude, nous avons choisi d'installer 3 robinets de **0,25 l/s** par borne fontaine ce qui fait un débit total de **0,75 l/s** par borne fontaine

- **Calcul des diamètres théoriques des conduites**

Les diamètres théoriques des conduites du réseau de distribution sont déterminés à partir de leur débit fictif et en fixant une condition de vitesse de 1 m/s comme l'illustre l'expression suivante :

$$\boldsymbol{D_{th} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{fictif}}{\pi \times v}}} \qquad (23)$$

Où, $\boldsymbol{D_{th}}$ *: Diamètre théorique du tronçon (m) ;* $\boldsymbol{Q_{fictif}}$ *: Débit fictif du tronçon (m³/s)*

$\boldsymbol{v}$ *: Vitesse d'écoulement de l'eau dans le tronçon (v = 1 m/s)*

De ces diamètres théoriques calculés, l'on détermine les diamètres commerciaux en fonction de leur disponibilité et de sorte à assurer principalement le respect des critères garantissant la desserte de l'eau aux consommateurs.

2.2.6.3. Pression réelle dans les conduites

La pression nécessaire à un prélèvement de l'eau de façon gravitaire est déterminée par l'expression suivante :

$$P_r = Max(Zmin) - \sum \Delta H - ZTN_{aval} \quad (24)$$

$$Zmin = ZTN_{aval} + \sum \Delta H + P_s \quad (25)$$

Avec, P_r *: Pression de l'eau dans la conduite (mCE) ;* $Zmin$ *: Charge minimale imposée au réservoir (m) ;* ZTN_{aval} *: Côte du terrain naturel à l'aval du tronçon (m) ;* $\sum \Delta H$ *: Somme des pertes de charges (m) ;* P_s *: Pression de service (mCE).*

2.2.7. Calcul du réservoir

Dans un système d'AEP, le réservoir est une infrastructure stratégique dédiée au stockage de l'eau potable. Il assure un rôle déterminant dans la régulation des débits en maintenant l'équilibre entre l'eau fournie par le système d'adduction et les besoins effectifs du réseau. Il permet également la stabilisation de la pression interne du réseau et peut aussi remplir une fonction de traitement de l'eau.

Dans le cadre de notre projet, il a été décidé d'implanter un **réservoir métallique de forme cylindrique.**

- **Positionnement du réservoir**

L'implantation du réservoir réalisée tout près des zones habitées permet de réduire les pertes de charges dans le réseau de distribution. De plus, le réservoir est également implanté au point présentant la plus grande altitude de sorte à réduire au maximum la hauteur sous radier qui se détermine comme suit :

$$Hauteur\ sous\ radier\ (m) = Max\ (Zmin) - ZTN_{radier} \quad (26)$$

Où, $\boldsymbol{Max(Zmin)}$ *: la valeur maximale de la charge minimale imposée au réservoir (m) ;*

$\boldsymbol{ZTN_{radier}}$ *: Côte du terrain naturel au niveau du réservoir (m)*

- **Capacité utile du réservoir**

Il existe différentes méthodes de détermination de la capacité utile du réservoir à savoir la méthode graphique, la méthode analytique ou encore la méthode simplifiée qui a été retenue dans le cadre du notre projet. Le choix de cette méthode a été fait tant en raison de l'insuffisance de données requises pour l'application des deux premières que de son fondement sur des pratiques reconnues dans plusieurs pays (DICKO, 2022).

Le dimensionnement retenu repose ainsi sur un volume équivalent à un tiers de la consommation journalière de pointe garantissant une autonomie suffisante du système en cas d'interruption temporaire de la production. Cela se traduit par la formule suivante :

$$\boldsymbol{C_u = (1/3) \times B_p} \qquad (27)$$

Où, $\boldsymbol{C_u}$ *: Capacité utile du réservoir (m³) ;* $\boldsymbol{B_p}$ *: Consommation journalière du jour de pointe (m³/j)*

Cependant, la réserve incendie n'a pas été prise en compte dans le calcul du réservoir étant donné que notre projet a lieu en zone rurale où les risques d'un tel incident sont considérés comme très faibles.

- **Dimensions du réservoir**

Avec la capacité utile du réservoir déterminé qui devient le volume (V), on obtiendra ses dimensions (diamètre, hauteur) à partir de l'expression du volume d'un cylindre qui est la suivante :

$$\boldsymbol{V = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H} \qquad (28)$$

Où, $\boldsymbol{V}$ **:** *Volume du réservoir (m³) ;* $\boldsymbol{D}$ **:** *Diamètre du réservoir (m) ;* $\boldsymbol{H}$ **:** *Hauteur du réservoir (m)*

➢ Temps de contact et temps de séjour dans le réservoir

La capacité du réservoir doit être définie de manière à satisfaire plusieurs paramètres essentiels notamment le temps de contact (Tc) et le temps de séjour (Ts). La vérification de ces paramètres constitue un facteur primordial de la qualité de l'eau tant sur le plan hygiénique que microbiologique.

Le temps de contact (Tc) correspond à la durée nécessaire pour qu'un agent désinfectant atteigne une efficacité optimale qui se traduit par sa capacité à éliminer l'ensemble des agents pathogènes présents dans l'eau. Dans le cas du chlore, la durée minimale requise est de 2 heures. Ainsi, pour assurer une désinfection satisfaisante, le temps de contact Tc doit être supérieur ou égale à 2 heures comme l'illustre la relation suivante :

$$\boldsymbol{T_c = \frac{C_u}{Q_{mh}} \geq 2h} \qquad (29)$$

Où, $\boldsymbol{T_c}$ **:** *Temps de contact (h) ;* $\boldsymbol{C_u}$ **:** *Capacité utile du réservoir (m³) ;* $\boldsymbol{Q_{mh}}$ **:** *Débit moyen horaire de distribution (m³/h)*

Le temps de séjour, pour sa part, garantit la persistance de l'effet rémanent du chlore injecté dans l'eau. Afin d'assurer une rémanence optimale, ce temps de séjour Ts doit être inférieur à deux jours, comme illustré dans la relation suivante :

$$\boldsymbol{T_s = \frac{C_u}{B_{jp}} \leq 2j} \qquad (30)$$

Où, $\boldsymbol{T_s}$ **:** *Temps de séjour (j) ;* $\boldsymbol{C_u}$ **:** *Capacité utile du réservoir (m³) ;* $\boldsymbol{B_{jp}}$ **:** *Besoin journalier de pointe (m³/j)*

2.2.8. Traitement de l'eau

De manière générale, l'eau issue du forage présente de bonne qualité physico-chimique et microbiologique, ne nécessitant plus ainsi et ce le plus souvent, plus aucun traitement spécifique. Toutefois, il demeure indispensable de garantir le maintien de cette qualité de l'eau jusqu'aux consommateurs. Pour ce faire, un traitement chloré peut être appliqué soit sous forme de pastilles administrées manuellement, soit par injection d'hypochlorite de calcium dans le réseau au moyen d'un dispositif comprenant un bac de préparation et une pompe doseuse.

Le volume du bac en question se détermine par la formule :

$$V = B_{jm} \times \frac{T}{1000 \times Act \times C} \qquad (31)$$

Où, V *: Volume du bac (*m^3*) ;* B_{jm} *: Volume journalier d'eau à traiter (*m^3*) ;* T *: Taux de traitement (*g/m^3*) ;* Act *: Activité de l'hypochlorite de calcium (%) ;* C *: Concentration de l'hypochlorite de calcium (g/l)*

Quant à la pompe doseuse, son débit est calculé avec la formule suivante :

$$q = \frac{T \times Q}{C} \qquad (32)$$

Où, q *: Débit de la pompe doseuse (l/h) ;* T *: Taux de traitement (*g/m^3*) ;* Q *: Débit d'eau brute (*m^3h*) ;* C *: Concentration de l'hypochlorite de calcium (g/l)*

Selon les directives de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS), la concentration résiduelle en chlore dans l'ensemble du réseau doit, en permanence, se situer entre **0,5 mg/L et 5 mg/L**. Au Burkina Faso, le laboratoire national de l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) constitue la référence en matière de contrôle et de traitement des eaux. Pour les eaux souterraines, il préconise un taux de chlore compris entre **0,5 mg/L et 1,5 mg/L** afin de garantir l'efficacité du processus de désinfection. Pour notre étude, nous avons choisi une dose de chlore de **1,5 mg/L.**

2.2.9. Pose des conduites

Les dimensions des fouilles réalisées (largeur, profondeur) dans lesquelles les conduites de d'eau, enterrés dans la même fouille, des réseaux d'adduction et de distribution sont déterminés par les relations suivantes (COMPAORE, 2024) :

$$\boldsymbol{l \geq D(m) + 0,5}$$
$$\boldsymbol{H \geq D(m) + 0,8} \qquad (33)$$

Où, $\boldsymbol{l}$ **:** *largeur de la fouille (m) ;* $\boldsymbol{H}$ **:** *Profondeur de la fouille (m) ;* $\boldsymbol{D}$ **:** *Diamètre nominal de la conduite (m).*

2.2.10. Alimentation énergétique

Nous prévoyons d'alimenter en énergie les divers équipements de notre système d'alimentation en eau potable par des groupes électrogènes du fait de l'absence du réseau électrique de la SONABEL dans le village de Poin. Cependant, afin de garantir une alimentation continue et fiable des installations, un mixte énergétique associant l'énergie fournie par les groupes électrogènes et l'énergie solaire a été retenu.

Le dimensionnement du champ solaire consiste à déterminer la puissance crête d'un module, correspondant à la puissance maximale qu'il est capable de fournir. Cette puissance est évaluée selon la formule suivante :

$$\boldsymbol{P_C = Ch \times \frac{Q_J \times HMT}{K_P \times E_I \times n_{ond} \times n_{mp}}} \qquad (34)$$

Où, $\boldsymbol{P_C}$ *: la puissance crête (W) ;* $\boldsymbol{Ch}$ *: le constant hydraulique=2,725 ;* $\boldsymbol{Q_J}$ *: le débit journalier (m3/j) ;* $\boldsymbol{n_{ond}}$ *: le rendement onduleur (%), valeur guide de 95% ;* $\boldsymbol{n_{mp}}$ *: le rendement de la pompe-moteur (%) ;* $\boldsymbol{K_P}$ *: le coefficient de productivité estimé à 0,75 ;* $\boldsymbol{E_I}$ *(KWh/m2/j) : le rayonnement total journalier moyen mensuel ;* $\boldsymbol{HMT}$ *: Hauteur Manométrique Totale (m).*

L'ondulateur est dimensionné pour assurer l'alimentation de l'électropompe. Rappelant que c'est un équipement chargé de convertir le courant continu produit par le champ solaire en courant alternatif de 50 Hz. Il garantit un flux électrique stable tout en protégeant les appareils contre les variations de tension. Sa puissance est déterminée à partir de la formule suivante :

$$S_{ond} = \frac{P_{mp} \times K}{n_p \times cos\varphi} \qquad (36)$$

Avec, S_{ond} *: puissance de l'ondulateur (kVA) ;* P_{mp} *: Puissance de l'électropompe (kW) ;* n_p *: Rendement de l'électropompe ;* $cos\varphi$ *: facteur de puissance des installations électriques ;* $(cos\varphi = 0{,}85)$ *;* K *: Coefficient de correction = 1,05 (prise en compte des autres équipements électriques)*

Quant aux groupes électrogènes, leur dimensionnement consiste à déterminer la puissance apparente à travers la formule suivante (KABORE, 2023) :

$$P_{app} = \max\left(2 \times \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta_{pompe-moteur} \times cos\varphi} \; ; \; 2 \times \frac{\sqrt{3} \times U \times In \times cos\varphi}{1000} \times 1{,}25\right) \qquad (37)$$

Avec, P_{app} *: Puissance apparente (kVA) ;* Q*: débit pompé (m³/h) ;* HMT*: hauteur manométrique de la pompe (m) ;* $cos\varphi$ *: facteur de puissance ;* U *: tension (V) ;* In *: Intensité nominale (A)*

2.2.11. Évaluation financière

Pour garantir la pérennité du projet, il est indispensable qu'il présente une rentabilité suffisante permettant de couvrir l'ensemble des charges liées à son exploitation et à sa maintenance. Cette rentabilité dépend notamment de la détermination du prix de revient, lequel intègre plusieurs composantes telles que les coûts d'exploitation, la capacité financière des ménages à supporter le coût de l'eau ainsi que d'éventuelles subventions.

Les dotations aux amortissements permettent de répartir le coût d'acquisition des équipements sur toue la durée de vie du projet. Par ailleurs, le volume d'eau prévisionnel sur la période considérée est établi sur la base des besoins enregistrés lors de la journée de pointe.

Le tarif du mètre cube d'eau est ensuite fixé en rapportant le total des charges d'exploitation, majoré des dotations aux amortissements, au volume d'eau effectivement vendu. Cette méthode de calcul permet d'assurer l'équilibre financier du projet. Ainsi, le prix du mètre cube est déterminé selon le principe suivant :

$$P_r = \frac{A + C}{V} \quad (38)$$

Avec, P_r *: Prix de revient ;* A *: Dotations aux amortissements ;* C *: Charge d'exploitation et d'entretien du système ;* V *: Volume d'eau produit*

3. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

Dans cette section, il s'agira de présenter les résultats puis en faire une interprétation des différentes étapes du dimensionnement des différentes composantes de notre système d'alimentation en eau potable (SAEP).

3.1. Population à l'horizon du projet

Avec les données démographiques du RGPH (2006 et 2019) de la province de Sissili à laquelle appartient notre zone d'étude, nous obtenons un taux d'accroissement de **3,77%.** Le choix de ce taux d'accroissement provincial a été fait en dépit des taux d'accroissement communaux et locaux compte tenu de leurs très faibles valeurs par rapport au taux d'accroissement de la province plus réaliste.

Ainsi, ce taux d'accroissement de 3,77% nous donne une estimation de la population du village de Poin à l'horizon 2050 (horizon du projet) de **7 362 habitants** dont **5 890 habitants** (soit 80% de la population) desservie par branchements privés (BP) et **1 473 habitants** (soit 20% de la population) desservie par borne fontaine (BF) avec un taux de desserte total de 100% à l'horizon du projet comme les stipules le PN-AEP. Le tableau 5 présente de façon plus détaillée cette évolution.

Tableau 6 : Évolution de la population à desservir

Année	Unité	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Population totale	hbt	2920	3514	4227	5086	6119	7362

Taux de desserte	%	56	80	85	90	95	100
Population desservie	hbt	1647	2812	3593	4578	5814	7362
Taux de desserte des BF	%	25	24	23	22	21	20
Population desservie par les BF	hbt	824	844	973	1119	1285	1473
Taux de desserte des BP	%	50	56	62	68	74	80
Population desservie par les BP	hbt	1460	1968	2621	3459	4529	5890

3.2. Besoin et demande en eau

Au regard de ce qui a été énoncé dans les hypothèses de calcul et dans la méthode d'estimation des besoins et demande en eau, nous avons pu estimés ces variables qui sont consignés dans le tableau 6 :

Tableau 7 : Évaluation de la demande en eau

Désignation	Année	Unité	2025	2030	2035	2040	2045	2050
	Population totale	hbt	2920	3514	4227	5086	6119	7362
	Taux de desserte	%	56%	80%	85%	90%	95%	100%
	Population desservie	hbt	1647	2812	3593	4578	5814	7362
Borne fontaine	Taux de desserte des BF	%	28,20%	24%	23%	22%	21%	20%
	Population desservie par les BF	hbt	824	844	973	1119	1285	1473
	Nombre de personnes par BF	hbt	500	500	500	500	500	500
	Nombre théorique de BF à installer	U	2	2	2	3	3	3
	Consommation spécifique moyenne des BF	l/jr/hbt	20	20	20	20	20	20
	Consommation journalière moyenne des BF	m3/j	16,48	16,88	19,46	22,38	25,7	29,46
Branchement privé	Taux de desserte des BP	%	28%	56%	62%	68%	74%	80%
	Population desservie par les BP	hbt	818	1968	2621	3459	4529	5890
	Nombre de personnes par BP selon le PN-AEP	hbt	10	10	10	10	10	10
	Nombre théorique de BP à installer	U	82	197	263	346	453	589
	Consommation spécifique moyenne des BP	l/jr/hbt	25	25	25	25	25	25
	Consommation journalière moyenne des BP	m3/j	20,45	49,2	65,525	86,475	113,225	147,25

Besoins et demande	Besoins journaliers domestiques	m3/j	36,93	66,08	84,985	108,855	138,925	176,71
	Autres besoins (Activités économique, Écoles, CSPS,)	%	10%	10%	10%	10%	10%	10%
	Besoins non domestiques	m3/j	3,69	6,608	8,50	10,89	13,89	17,67
	Besoins journaliers moyens	m3/j	40,62	72,69	93,48	119,74	152,82	194,38
	Coefficient de pointe journalier Cpj		1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
	Besoin en eau du jour de pointe	m3/j	46,72	83,59	107,51	137,70	175,74	223,54
	Rendement global du réseau	%	85%	85%	85%	85%	85%	85%
	Demande en eau du jour de pointe	**m3/j**	54,96	98,34	126,48	162,00	206,75	262,99

Nous constatons donc qu'a l'horizon du projet en 2050, les besoins journaliers en eau domestiques et non domestiques s'élèveront respectivement à **176,71 [m^3/j]** et **17,67 [m^3/j]**. Les besoins moyens journaliers en eau varieront de **40,62 [m^3/j]** pour une population de **2 920 habitants** en 2025 à **194,38 [m^3/j]** avec une population de **7 362 habitants** en 2050. De plus, aux jours de pointes, les besoins en eau varieront de **46,72 [m^3/j]** à **223,54 [m^3/j]** durant la même période. Ce qui nous donne une demande en eau du jour de pointe, estimée à **262,99 [m^3/j]** en 2050 pour une population de **7 362 habitants** avec un rendement global du réseau de **85%** à cette même échéance.

3.3. Débit d'adduction et de distribution

Notre système d'AEP sera alimenté par deux (02) forages d'un débit de **12 [m^3/h]** et **10 [m^3/h]** chacun dont le premier forage (celui de 12 m^3/h) est un forage qui a déjà été réalisé tandis que le second (celui de 10 m^3/h) est un forage qui faudra réaliser pour satisfaire pleinement la demande en eau jusqu'à l'horizon du projet. Le forage existant, avec un temps de pompage de **16 heures par jour** sera actif et le second forage avec un temps de pompage de près de 5 heures par jour sera nécessaire à partir de 2046 afin de satisfaire la demande jusqu'en 2050 (horizon du projet).

Le réseau de distribution quant à lui a un débit total de **23,5 l/s** à l'horizon du projet. Il est constitué de **sept (07)** bornes fontaines et de **Cinq cent quatre vingt neuf (589)** branchements particuliers à réaliser à cette échéance. Les tableaux 7 et 8 présentent les détails de calcul de ces débits de 2025 à 2050.

Tableau 8 : Débit d'adduction

Désignation	Année	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Demande en jour de pointe	m3/j	78,85	98,34	126,48	162,00	206,75	262,99
Débit du forage existant	m3/h	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
Temps de pompage	h	6,57	8,20	10,54	13,50	17,23	16,00
Capacité de production journalière	m3/j	78,85	98,34	126,48	162,00	192,00	192,00
Besoin supplémentaire en ressource en eau	m3	0,00	0,00	0,00	0,00	14,75	70,99
Débit du forage supplémentaire	m3/h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,00
Temps de pompage du forage supplémentaire	h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,10
Capacité de production journalière du forage	m3/j	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,99
Besoin supplémentaire en ressource en eau	m3	0,00	0,00	0,00	0,00	14,75	0,00

Tableau 9 : Débit de distribution

Désignation	Année		2025	2030	2035	2040	2045	2050
Distribution BF	Nombre de BF	U	7	7	7	7	7	7
	Nombre de robinets pat BF	U	3	3	3	3	3	3
	Débit maximal d'un robinet	l/s	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Débit réel de chaque BF	l/s	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	Débit de pointe des BF	l/s	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
Distribution BP	Nombre de BP à réaliser	U	146	197	263	346	453	589
	Coefficient de simultanéité		0,249	0,214	0,185	0,162	0,141	0,124
	Débit de robinet par BP	l/s	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Nombres de BP ouverts simultanément	U	37	43	49	56	64	73
	Débit total des branchements ouverts simultanément	l/s	9,25	10,75	12,25	14	16	18,25
Débit de distribution	Débit total	l/s	14,5	16	17,5	19,25	21,25	**23,50**
	Débit total de distribution	m3/h	52,2	57,6	63	69,3	76,5	**84,6**

3.4. Dimensionnement du réseau d'adduction

Le débit total fourni par les deux forages de notre projet s'élève à 22 m^3/h pour un temps de pompage de 16 heures et 5 heures. Cette configuration permettra au premier forage de satisfaire les besoins en eau jusqu'en 2046 pour le premier forage, après quoi, il faudra réaliser un

deuxième forage dont le débit est estimé à 10 m^3/h pour satisfaire la demande jusqu'en 2050 (horizon du projet). Le tableau 9 résume les données relatives à ces deux forages.

Tableau 10 : Données de base des forages

Désignation	Coordonnées (UTM)	Débit (m^3/h)	Côte TN (m)	Côte ND (m)	ND (m)
Forage 1	X : 571620,84 / Y : 1257259,43	12	329,58	291,58	38
Forage 2	X : 571907,74 / Y : 1260227,26	10	333,83	293,83	40

3.4.1. Conduites de refoulement

Dans notre projet, le transfert de l'eau depuis les forages vers le réservoir sera assuré au moyen de deux pompes, conformément à un système d'adduction par refoulement. À cet effet, les conduites mises en place ont été dimensionnées en tenant compte des exigences techniques ainsi que des impératifs économiques.

Le dimensionnement des diamètres économiques, présenté sous forme de tableau, résulte d'une analyse comparative fondée sur plusieurs méthodes comme mentionné dans la méthodologie. La solution retenue correspond à l'option la plus économique satisfaisant les conditions de Flamant, les conditions de vitesse GLS avec une perte de charge minimale.

Tableau 11 : Vérification de la vitesse GLS dans les conduites de refoulement

Désignation	Formules	Débits (m3/s)	Dth (mm)	Dint(mm)	Vréelle (m/s)	Vitesse GLS	Vérification
F1 au PJ	Bress	0,0033	86,60	93,6	0,48	1,37	Ok
	Bonnin		57,74	76,6	0,72	1,24	Ok
	Bedjaoui		73,32	76,6	0,72	1,24	Ok
	Munier		76,21	76,6	0,72	1,24	Ok
	Bress modifié		123,99	136,2	0,23	1,65	Ok
F2 au PJ	Bress	0,0028	79,06	93,6	0,40	1,37	Ok
	Bonnin		52,70	53,6	1,23	1,04	Non vérifié
	Bedjaoui		66,93	76,6	0,60	1,24	Ok
	Munier		57,62	76,6	0,60	1,24	Ok
	Bress modifié		116,67	136,2	0,19	1,65	Ok
PJ au RE	Bress	0,0061	117,26	136,2	0,19	1,65	Ok
	Bonnin		78,17	93,6	0,40	1,37	Ok
	Bedjaoui		99,28	136,2	0,19	1,65	Ok
	Munier		103,19	136,2	0,19	1,65	Ok
	Bress modifié		151,75	170,2	0,12	1,84	Ok

Tableau 12 : Vérification des conditions de Flamant par les conduites de refoulement

Désignation	Formules	Débits (m3/s)	Dth (mm)	Dint(m)	Vrélle (m/s)	Condition de Flamant	Vérification
F1 au PJ	Bress	0,0033	86,60	0,0936	0,48	0,6936	Ok
	Bonnin		57,74	0,0766	0,72	0,6766	Non vérifié
	Bedjaoui		73,32	0,0766	0,72	0,6766	Non vérifié
	Munier		76,21	0,0766	0,72	0,6766	Non vérifié
	Bress modifié		123,99	0,1362	0,23	0,7362	Ok
F2 au PJ	Bress	0,0028	79,06	0,0936	0,40	0,6936	Ok
	Bonnin		52,70	0,0536	1,23	0,6536	Non vérifié
	Bedjaoui		66,93	0,0766	0,6	0,6766	Ok
	Munier		57,62	0,0766	0,6	0,6766	Ok
	Bress modifié		116,67	0,1362	0,19	0,7362	Ok
PJ au RE	Bress	0,0061	117,26	0,1362	0,19	0,7362	Ok
	Bonnin		78,17	0,0936	0,40	0,6936	Ok
	Bedjaoui		99,28	0,1362	0,19	0,7362	Ok
	Munier		103,19	0,1362	0,19	0,7362	Ok
	Bress modifié		151,75	0,1702	0,12	0,7702	Ok

Tableau 13 : Choix des conduites de refoulement

Désignation	Formules	Dint (mm)	ΔH (m)	Condition GLS	Condition de Flamant	Choix de la conduite
F1 au PJ	Bress	93,6	**19,71**	Ok	Ok	DN 110 en PVC PN 16
	Bonnin	76,6	57,42	Ok	Non vérifié	
	Bedjaoui	76,6	57,42	Ok	Non vérifié	
	Munier	76,6	57,42	Ok	Non vérifié	
	Bress modifié	136,2	2,71	Ok	Ok	
F2 au PJ	Bress	93,6	**2,68**	Ok	Ok	DN 110 en PVC PN 16
	Bonnin	53,6	53	Non vérifié	Non vérifié	
	Bedjaoui	76,6	7,80	Ok	Ok	
	Munier	76,6	7,80	Ok	Ok	
	Bress modifié	136,2	0,37	Ok	Ok	
PJ au RE	Bress	136,2	**6,68**	Ok	Ok	DN 160 en PVC PN 16
	Bonnin	93,6	48,37	Ok	Ok	
	Bedjaoui	136,2	6,68	Ok	Ok	
	Munier	136,2	6,68	Ok	Ok	
	Bress modifié	170,2	2,09	Ok	Ok	

Le réseau de refoulement avec une longueur totale de **5879,51 [m]** dispose de **trois (03)** conduites dont **deux (02)** partent respectivement des deux forages F1 et F2 jusqu'à leur point de jonction PJ qui se trouve au nœud 6 de notre réseau de distribution, puis un troisième qui part de ce point de jonction jusqu'au réservoir RE. Du dimensionnement de ce réseau de

refoulement, il a été retenu une conduite **DN 110 en PVC PN 16** pour les deux premières conduites et une conduite de **DN 160 en PVC PN 16.**

Pour ce qui est des colonnes d'exhaures et des colonnes montantes, elles sont respectivement de type **DN 63 en PEHD PN16** et **DN 80 en acier galvanisé.**

3.4.2. Détermination de la HMT et choix des pompes

Le choix de la pompe a été effectué à partir la Hauteur Manométrique Totale (HMT) de la pompe et du débit d'exploitation du forage dans lequel cette pompe est immergée.

Le calcul de cette HMT dépend de la hauteur géométrique et des pertes de charge totales générées dans la conduite de refoulement. Le tableau 13 présente la synthèse des étapes de calcul des HMT des pompes de nos deux forages.

Tableau 14 : Détermination de la HMT des pompes

Paramètres	Forage 1	Forage 2
Q (m^3/h)	12	10
L réf (m)	5335,92	2875,06
Niveau dynamique ND (m)	38	40
TF-PJ : D int (mm)	93,6	93,6
PJ-RE : Dint (mm)	136,2	136,2
Colonne d'exhaure : Dint (mm)	51,4	51,4
Colonne montante : Dint (mm)	80	80
Côte TF (m)	329,58	333,83
Côte ND (m)	291,58	293,83
Côte de déversement (m)	369,83	
Hauteur géométrique Hg (m)	78,25	75
Pertes de charges totales (m)	33,61	14,6
HMT (m)	111,86	90,60
HMT retenue (m)	**112**	**91**

Pour nos deux pompes, on retient donc des HMT de **112 m** et **91 m** qui, couplés avec les débits d'exploitation de **12 m^3/h** et **10 m^3/h** de leurs forages associés nous ont permis d'effectuer le choix de ces pompes à l'aide du catalogue GRUNDFOS.

Nous retenons donc les pompes de marque **SP 11-27** et **SP 11-20** de type **MS 4000** respectivement pour les forages 1 et 2. Ce sont des électropompes immergées pour eaux souterraines. Leurs principales caractéristiques sont consignées dans le tableau 14 :

Tableau 15 : Caractéristiques techniques des pompes

	N [tr/min]	Type moteur	U [V]	Rp+m (%)	Rp (%)	P [kW]	In [A]	Cos Phi	Diamètre moteur
Forage 1	2900	MS 4000	3*400	56,9	71,3	5,5	13,4	0,76	4"
Forage 2	2900	MS 4000	3*400	55,1	70,4	4	9,6	0,77	4"

3.4.3. Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement de la pompe nous donne les valeurs de débits et de hauteur manométrique totale de cette pompe qui garantissent des conditions de refoulement satisfaisant. Le point de fonctionnement du système est l'intersection de la résultante des courbes caractéristiques des 2 pompes et celle du réseau hydraulique comme présenté par la figure 5.

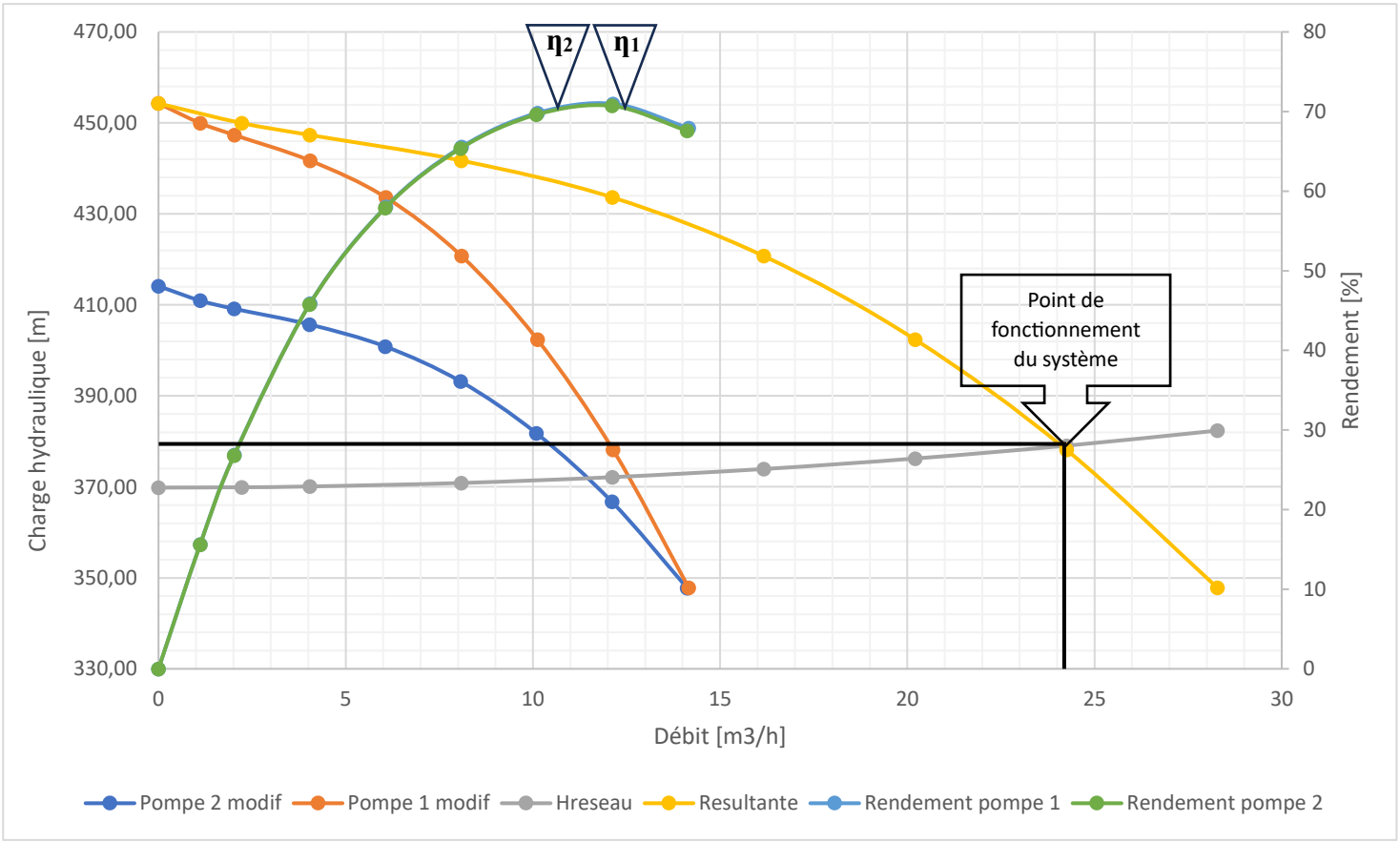


Figure 5 : Détermination du point de fonctionnement du système

On obtient donc au point de fonctionnement de notre système, un débit de **24,25 [m³/h]** avec une charge hydraulique de **378,1 [m]**. De ce point de fonctionnement, on effectue une projection horizontale sur les courbes caractéristiques de chaque pompe pour obtenir leur point de fonctionnement et aussi leur rendement. Ce qui nous donne donc :

- Pour la pompe 1 : **Q_1 = 12,27 [m³/h]** ; **HMT_1 = 112 [m]** ; **η_1 = 70 [%]**
- Pour la pompe 2 : **Q_2 = 10,85 [m³/h]** ; **HMT_2 = 91 [m]** ; **η_2 = 69 [%]**

3.4.4. Étude du coup de bélier

La vérification du phénomène constitue une étape essentielle pour dimensionner, le cas échéant, un dispositif de protection adapté. Le tableau 15 présente les résultats du calcul des paramètres qui permettent de vérifier la présence ou non de ce phénomène.

Tableau 16 : Étude du coup de bélier

Conduites	Débit (m3/h)	DN (mm)	DN int (mm)	Épaisseur [mm]	k	Uo(m/s)	HMTpf [m]	C [m/s]	ΔP [m]	Hmax [m]	Hmax / PN 16	Hmin [m]
F1-PJ	12,00	110	93,6	8,2	33	0,48	112,00	480,23	23,71	97,71	0,61	50,29
F2-PJ	10	110	93,6	8,2	33	0,40	91viter	480,23	19,76	70,76	0,44	31,24
PJ-PC	22	160	136,2	11,9	33	0,42	86,52	479,66	20,51	67,03	0,42	26,01

On constate que pour toutes les conduites, le rapport de la pression maximale admissible (Hmax) sur la pression nominale (PN 16) est inférieur à 1,2 et que la pression minimale admissible (Hmin) est supérieure à la pression atmosphérique. Ce qui nous permet donc de dire que le **coup de bélier n'est par préjudiciable par surpression ou par dépression** dans ces conduites. Des dispositifs de protection anti-bélier ne sont donc plus nécessaires. Cependant, des ventouses seront installées sur les têtes de forage ainsi qu'à certains emplacements des conduites pour en aspirer l'air et résorber les variations de pression.

3.5. Réseau de distribution

3.5.1. Choix du type de réseau

Nous avons un réseau de distribution de type ramifié avec **trente huit (38**) tronçons d'une longueur totale de **13 474,053 [ml]**, raccordé par **trente neuf (39)** nœuds avec un réservoir situé à l'altitude la plus élevée de notre zone d'étude.

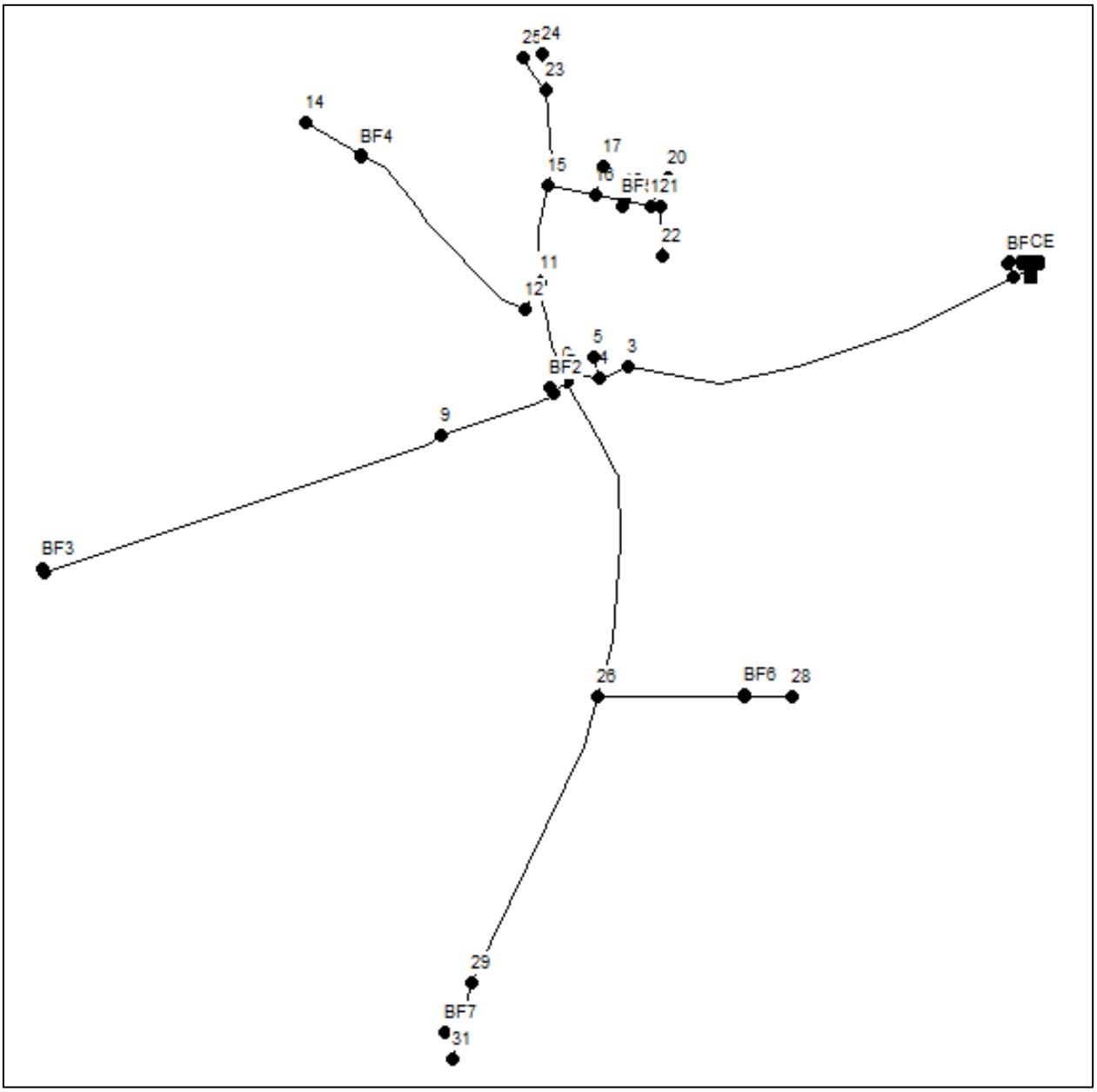


Figure 6 : Réseau de distribution

3.5.2. Calcul des débits fictifs des tronçons

Le dimensionnement d'un système d'AEP se fait de sorte à ce que le réseau de distribution soit capable de supporter la demande en eau pendant les jours de pointe. À cet effet, la détermination des débits transportés par les tronçons que sont les débits fictifs nous permet d'obtenir un débit linéique de **0,0013789 [l/s/m]**. Ce débit linéique est reparti sur une longueur de **13234,79 [m]** qui représente la longueur totale des tronçons ayant des prélèvements en route c'est-à-dire les branchements particuliers avec un débit total de **18,25 [l/s]**. Donc les **5,25 [l/s]** restant du débit de distribution appartiennent aux bornes fontaines avec un débit de **0,75 [l/s]** chacune (3 robinets de 0,25 l/s par borne fontaine). Ainsi, de ce débit linéique, l'on a pu déterminer les débits en route puis fictifs avec le débit aval des différents tronçons repartis dans le tableau 16 :

Tableau 17 : Calcul du débit fictif des tronçons

Tronçons	Nœuds	Longueur	Q route	Q aval	Q fictif	Q fictif
		m	l/s	l/s	l/s	m3/s
T1 (CE-N1)	N1	62,37	0,00	23,500	23,500	0,0235
T2 (N1-N2)	N2	79,51	0,110	0,75	0,810	0,0008
T4 (N1-N3)	N3	1849	2,550	20,091	21,493	0,0215
T5 (N3-N4)	N4	147,7	0,204	19,887	19,999	0,0200
T6 (N4-N5)	N5	102,4	0,141	0,00	0,078	0,0001
T7 (N4-N6)	N6	164,4	0,227	19,519	19,644	0,0196
T8 (N6-N7)	N7	41,18	0,057	12,252	12,283	0,0123
T9 (N7-N8)	N8	80,05	0,110	4,895	4,956	0,0050
T11 (N8-N9)	N9	547,3	0,755	3,391	3,806	0,0038
T12 (N9-N10)	N10	1915	2,641	0,75	2,202	0,0022
T14 (N6-N11)	N11	426,7	0,588	6,622	6,946	0,0069
T15 (N11-N12)	N12	130,6	0,180	2,591	2,690	0,0027
T16 (N12-N13)	N13	1045	1,441	1,150	1,943	0,0019
T18 (N13-N14)	N14	290,3	0,400	0,00	0,220	0,0002
T19 (N11-N15)	N15	454,3	0,626	3,224	3,569	0,0036
T20 (N15-N16)	N16	227,2	0,313	1,842	2,014	0,0020
T21 (N16-N17)	N17	130,4	0,180	0,00	0,099	0,0001
T22 (N16-N18)	N18	132,7	0,183	1,479	1,579	0,0016
T24 (N18-N19)	N19	120,8	0,167	0,562	0,654	0,0007
T25 (N19-N20)	N20	148,2	0,204	0,00	0,112	0,0001
T26 (N19-N21)	N21	40,05	0,055	0,303	0,333	0,0003
T27 (N21-N22)	N22	219,5	0,303	0,00	0,166	0,0002
T28 (N15-N23)	N23	431	0,594	0,475	0,802	0,0008
T29 (N23-N24)	N24	165,5	0,228	0,00	0,126	0,0001

T30 (N23-N25)	N25	179,1	0,247	0,00	0,136	0,0001
T31 (N7-N26)	N26	1503	2,073	5,173	6,313	0,0063
T32 (N26-N27)	N27	663,8	0,915	1,054	1,557	0,0016
T34 (N27-N28)	N28	220,5	0,304	0,00	0,167	0,0002
T35 (N26-N29)	N29	1425	1,965	1,239	2,320	0,0023
T36 (N29-N30)	N30	250,7	0,346	0,89	1,083	0,0011
T38 (N30-N31)	N31	103,9	0,143	0,00	0,079	0,0001
T3 (N2-BF1)	BF1	13,66	0,00	0,75	0,750	0,0008
T10 (N8-BF2)	BF2	29,97	0,00	0,75	0,750	0,0008
T13 (N10-BF3)	BF3	20,16	0,00	0,75	0,750	0,0008
T17 (N13-BF4)	BF4	9,253	0,00	0,75	0,750	0,0008
T23 (N18-BF5)	BF5	31,32	0,00	0,75	0,750	0,0008
T33 (N27-BF6)	BF6	7,17	0,00	0,75	0,750	0,0008
T37 (N30-BF7)	BF7	65,36	0,00	0,75	0,750	0,0008

3.5.3. Dimensionnement du réseau de distribution

De par la détermination des débits fictifs de chaque tronçon, l'on a pu déterminer leurs diamètres théoriques puis leurs diamètres commerciaux avec lesquels l'on a calculé les vitesses réelles d'écoulement de l'eau dans les différents tronçons. Ce qui nous a permis par la suite de déterminer les pressions réelles de l'eau dans les conduites à travers différentes étapes comme mentionné dans la méthodologie. Les résultats du dimensionnement sont consignés dans le tableau 18.

On constate donc que les vitesses de l'eau dans les conduites varient de **0,030 [m/s] à 0,748 [m/s]** et les pressions minimales et maximales de service sont respectivement de **10,00 [mCE] et 30,65 [mCE].** Ce qui nous permet de dire que certaines vitesses ne respectent pas les conditions d'autocurage de leur conduite favorisant ainsi en leur sein des dépôts. Pour y remédier, nous devons installer des vidangeurs qui effectueront des curages réguliers au niveau des conduites concernées afin de maintenir la bonne qualité de l'eau ainsi que la bonne performance du réseau.

Cependant, les pressions quant à elles respectent les conditions de service, ce qui permet d'assurer l'acheminement de l'eau de façon gravitaire à tous les points de desserte, garantissant ainsi la continuité du service de l'eau et donc la satisfaction des besoins en eau des consommateurs.

De plus, il ressort de ce dimensionnement que le maximum de la côte minimale imposable qui représente la côte du radier du réservoir se trouve à **366,39 [m].** Ce qui nous permet d'obtenir une hauteur sous radier de **12 [m].**

Les diamètres commerciaux sont de **DN 63, DN 90, DN 110, DN 160, DN 250 et DN 315**. Ces choix ont été effectué du fait de la disponibilité de ces conduites et aussi de leur impact significatif sur la réduction des pertes de charges dans les conduites afin que le maximum de la côte minimale imposable permette d'avoir une hauteur sous radier raisonnable.

Les longueurs totales en mètre linéaire de l'ensemble des diamètres commerciaux retenus sont consignées dans le tableau 17 :

Tableau 18 : Longueur totale des différents diamètres des conduites

DESIGNATION	LINEAIRE (ml)
PVC PN 10 DN 315	1911,37
PVC PN 10 DN 250	312,1
PVC PN 10 DN 160	1 970,88
PVC PN 10 DN 110	2 126,65
PVC PN 10 DN 90	4 651,9
PVC PN 10 DN 63	2501,153
TOTAL	**13474,1**

Tableau 19 : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçons	Nœuds	Longueur	Q fictif	Dth	DN	Dint	Vr	ΔH	ΣΔH	ZTN aval	Ps	Zmin	Pr
		m	l/s	mm	mm	mm	m/s	m	m	m	mCE	m	mCE
T1 (CE-N1)	N1	62,37	0,0235	172,98	315	285	0,368	0,05	0,05	353,9	10	363,95	12,44
T2 (N1-N2)	N2	79,51	0,0008	32,12	63	57	0,318	0,44	0,50	354,43	10	364,93	11,47
T4 (N1-N3)	N3	1849	0,0215	165,43	315	285	0,337	1,32	1,37	335,58	10	346,95	29,44
T5 (N3-N4)	N4	147,7	0,0200	159,57	250	226,2	0,498	0,31	1,68	334,43	10	346,11	30,28
T6 (N4-N5)	N5	102,4	0,0001	9,94	63	57	0,030	0,00	1,68	336,87	10	348,55	27,84
T7 (N4-N6)	N6	164,4	0,0196	158,15	250	226,2	0,489	0,33	2,01	334,87	10	346,88	29,51
T8 (N6-N7)	N7	41,18	0,0123	125,06	160	144,6	0,748	0,35	2,36	334,25	10	346,61	29,79
T9 (N7-N8)	N8	80,05	0,0050	79,44	110	99,4	0,639	0,82	3,18	332,56	10	345,74	30,65
T11 (N8-N9)	N9	547,3	0,0038	69,61	110	99,4	0,490	3,33	6,50	335,89	10	352,39	24,00
T12 (N9-N10)	N10	1915	0,0022	52,95	90	81,4	0,423	11,44	17,95	335,65	10	363,60	12,79
T14 (N6-N11)	N11	426,7	0,0069	94,04	160	144,6	0,423	1,17	3,17	336,95	10	350,12	26,27
T15 (N11-N12)	N12	130,6	0,0027	58,53	110	81,4	0,517	1,16	4,33	334,66	10	348,99	27,40
T16 (N12-N13)	N13	1045	0,0019	49,74	90	99,4	0,250	1,69	6,03	344,14	10	360,17	16,23
T18 (N13-N14)	N14	290,3	0,0002	16,74	90	81,4	0,042	0,02	6,05	348,42	10	364,47	11,92
T19 (N11-N15)	N15	454,3	0,0036	67,41	110	99,4	0,460	2,43	5,61	340,95	10	356,56	19,83
T20 (N15-N16)	N16	227,2	0,0020	50,64	90	81,4	0,387	1,14	6,75	343	10	359,75	16,65
T21 (N16-N17)	N17	130,4	0,0001	11,22	63	57	0,039	0,01	6,75	344,55	10	361,30	15,09
T22 (N16-N18)	N18	132,7	0,0016	44,84	63	57	0,619	2,76	9,51	343,56	10	363,07	13,33
T24 (N18-N19)	N19	120,8	0,0007	28,85	63	57	0,256	0,44	9,95	344,33	10	364,28	12,11
T25 (N19-N20)	N20	148,2	0,0001	11,96	63	57	0,044	0,01	9,96	346,23	10	366,19	10,21
T26 (N19-N21)	N21	40,05	0,0003	20,59	63	57	0,131	0,04	9,99	344,62	10	364,61	11,78
T27 (N21-N22)	N22	219,5	0,0002	14,56	63	57	0,065	0,06	10,05	342,9	10	362,95	13,45
T28 (N15-N23)	N23	431	0,0008	31,96	63	57	0,314	2,35	7,96	345,92	10	363,88	12,51
T29 (N23-N24)	N24	165,5	0,0001	12,64	63	57	0,049	0,01	7,97	348,42	10	366,39	10,00
T30 (N23-N25)	N25	179,1	0,0001	13,15	63	57	0,053	0,03	7,99	347,89	10	365,88	10,51
T31 (N7-N26)	N26	1503	0,0063	89,66	160	144,6	0,38	3,40	5,76	336,11	10	351,87	24,52
T32 (N26-N27)	N27	663,8	0,0016	44,53	90	81,4	0,299	2,01	7,77	341,87	10	359,64	16,75

T34 (N27-N28)	N28	220,5	0,0002	14,59	63	57	0,066	0,06	7,83	342,83	10	360,66	15,74
T35 (N26-N29)	N29	1425	0,0023	54,35	90	81,4	0,446	9,43	15,19	330,13	10	355,32	21,07
T36 (N29-N30)	N30	250,7	0,0011	37,14	63	57	0,425	2,47	17,67	331,61	10	359,28	17,11
T38 (N30-N31)	N31	103,9	0,0001	10,02	63	57	0,031	0,00	17,67	332,47	10	360,14	16,25
T3 (N2-BF1)	BF1	13,66	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,07	0,56	353,88	5	359,44	11,95
T10 (N8-BF2)	BF2	29,97	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,14	3,32	332,69	5	341,01	30,38
T13 (N10-BF3)	BF3	20,16	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,10	18,04	335,503	5	358,55	12,84
T17 (N13-BF4)	BF4	9,253	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,04	6,07	344,28	5	355,35	16,04
T23 (N18-BF5)	BF5	31,32	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,15	9,66	343,1	5	357,76	13,64
T33 (N27-BF6)	BF6	7,17	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,03	7,80	341,78	5	354,58	16,81
T37 (N30-BF7)	BF7	65,36	0,0008	30,90	63	57	0,294	0,31	17,98	331,73	5	354,71	16,68

3.5.4. Simulation du réseau avec Epanet

❖ **Simulation courte durée**

Le logiciel de simulation hydraulique EPANET 2.0 constitue un outil de référence pour l'analyse du comportement hydraulique des réseaux de distribution d'eau. Dans le cadre de notre étude, il est utilisé pour la modélisation du fonctionnement du système étudié, notamment en fournissant les valeurs de pression aux différents nœuds ainsi que les vitesses d'écoulement au sein des conduites.

La figure 6 présente les résultats issus de la simulation du réseau par le logiciel EPANET 2.0

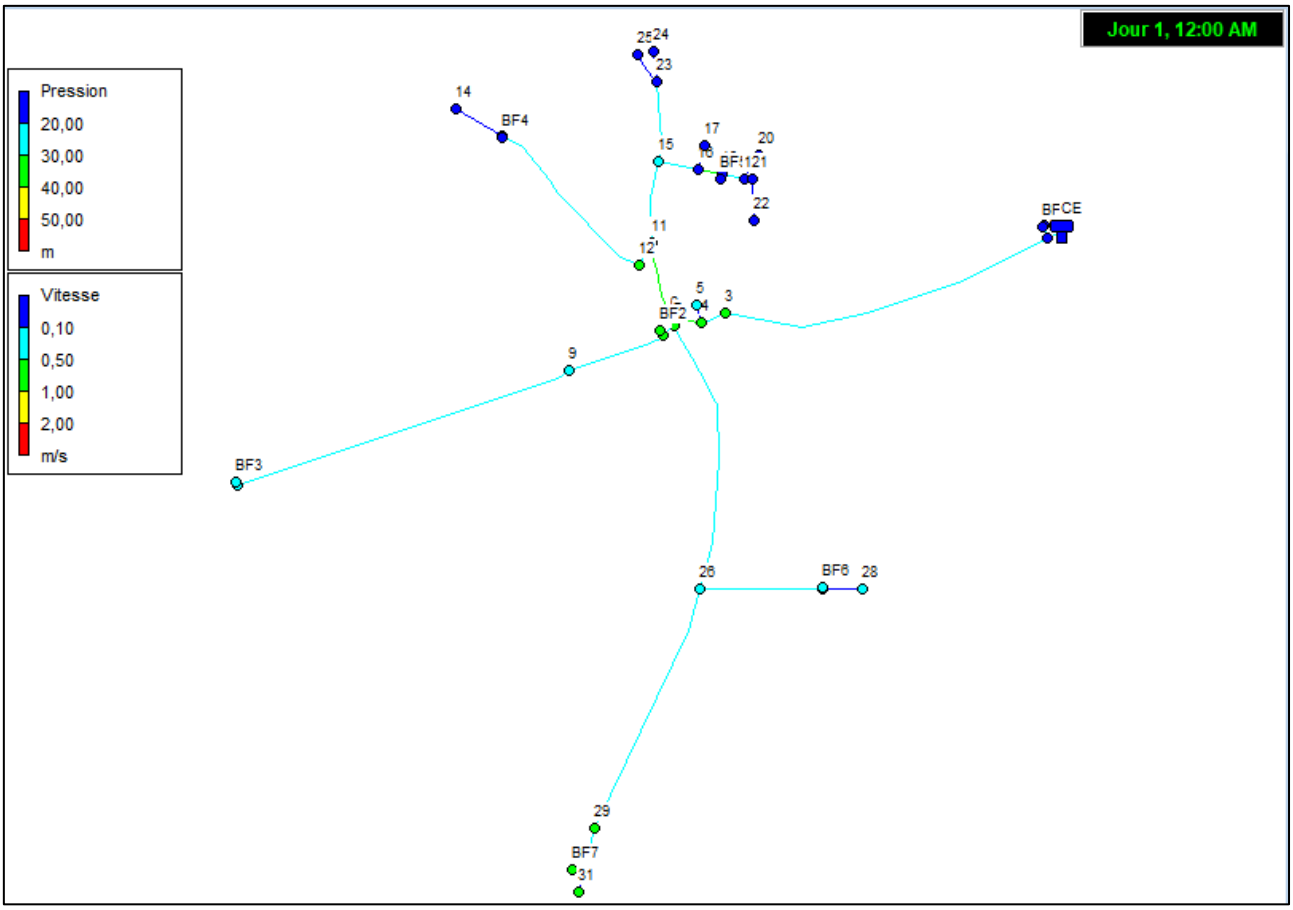


Figure 7 : Simulation hydraulique du réseau de distribution avec Epanet

La simulation du réseau nous donne donc des vitesses essentiellement comprise dans les tranches de **0,10 [m/s]** à **1 [m/s]** et des pressions de service **10 [mCE]** à **40 [mCE]**. On a également des vitesses de l'ordre de **0,06 [m/s]** qui sont les vitesses des tronçons au bout du réseau.

Ces résultats obtenus de la simulation nous ont permis de faire une comparaison avec les valeurs des vitesses et des pressions obtenues par le dimensionnement du réseau par EXCEL, comme le montre les figures 7 et 8 :

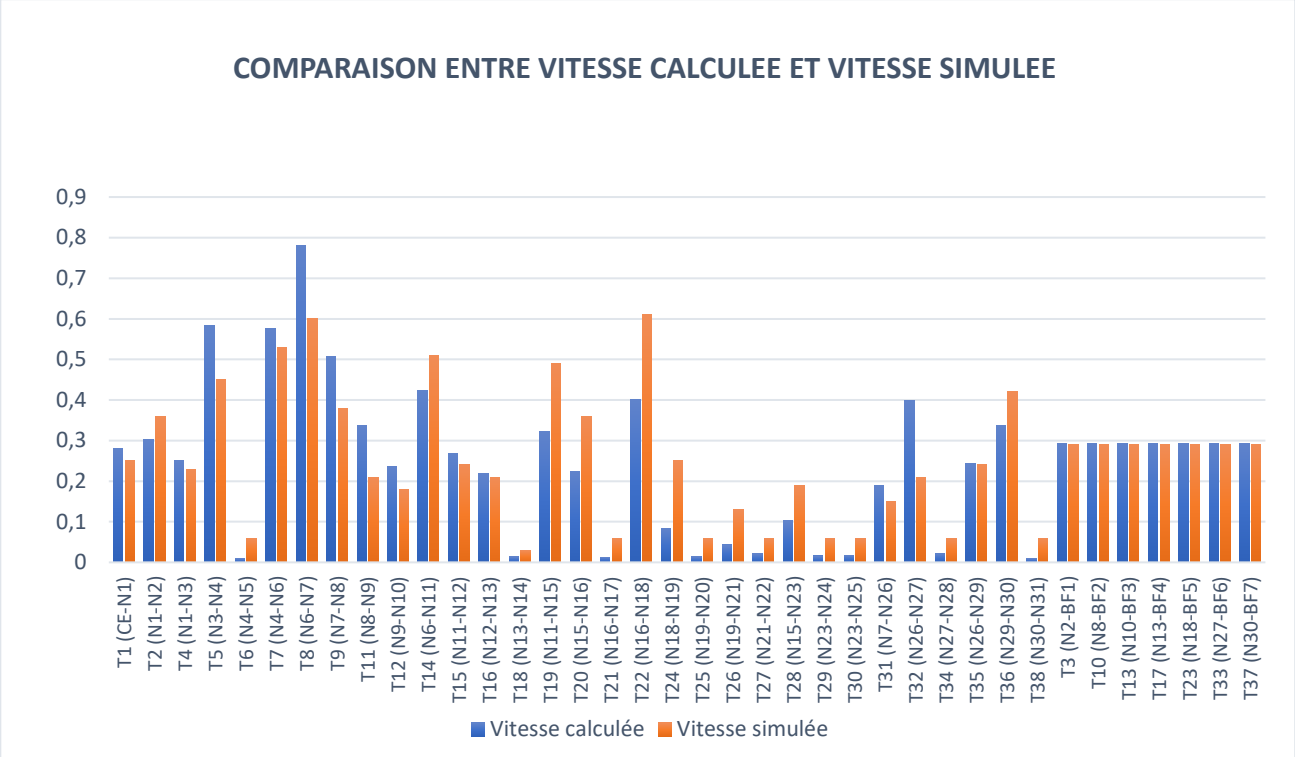


Figure 9 : Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées

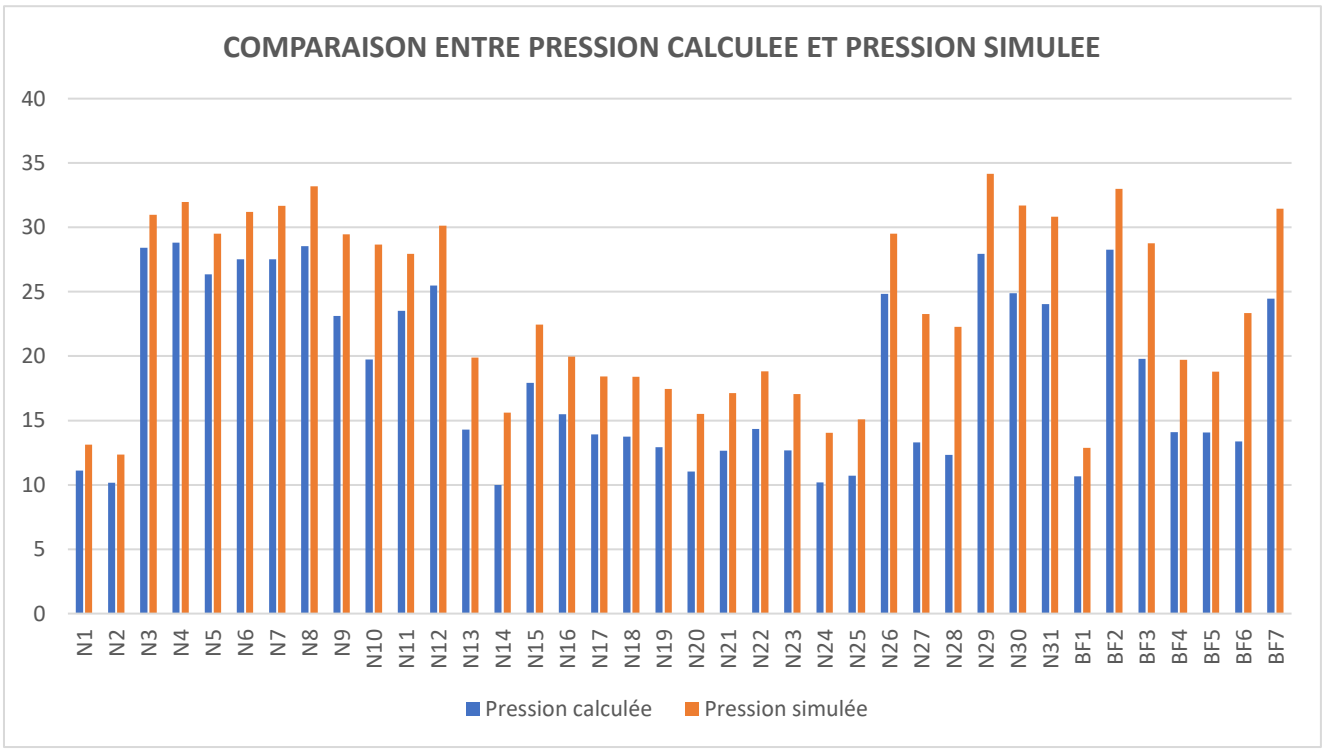


Figure 8 : Comparaison des pressions calculées et des pressions simulées

La simulation du réseau avec le logiciel EPANET nous donne des vitesses qui varient de **0,06 [m/s] à 0,61 [m/s]** et des pressions qui varient de **12,36 [mCE] à 34,17 [mCE]** contre des vitesses et des pressions calculées avec le logiciel Excel qui varient respectivement de **0,03 [m/s] à 0,748 [m/s]** et de **10 [mCE] à 30,65 [mCE].** Ainsi, de façon générale, les vitesses et pressions simulées et calculées sont légèrement différentes les unes des autres.

❖ Simulation longue durée

Afin de mieux observer le comportement hydraulique de notre réseau, nous avons effectué une simulation longue durée de 72 heures en prenant en compte les variations du niveau d'eau dans le château, les types de pompes en fonctionnement, le type de modulation de la demande. Ainsi, nous avons choisi pour cette simulation, un intervalle de 1h entre deux courbes de modulation, un intervalle de 1h entre deux calculs du système hydraulique et également un intervalle de 1h entre les auxquelles le logiciel engendre un rapport.

Une courbe de modulation est un facteur multiplicateur qui peut être appliqué à un paramètre dans le but de le faire évoluer dans le temps (DIEDHOU, 2004). Le choix des facteurs multiplicateurs s'est fait de sorte à respecter le plus fidèlement possible les habitudes de consommation de la population de Poin

La courbe de modulation de la pression au nœud le plus défavorable de notre réseau de distribution (N14) est présentée par la figure ci-dessous :

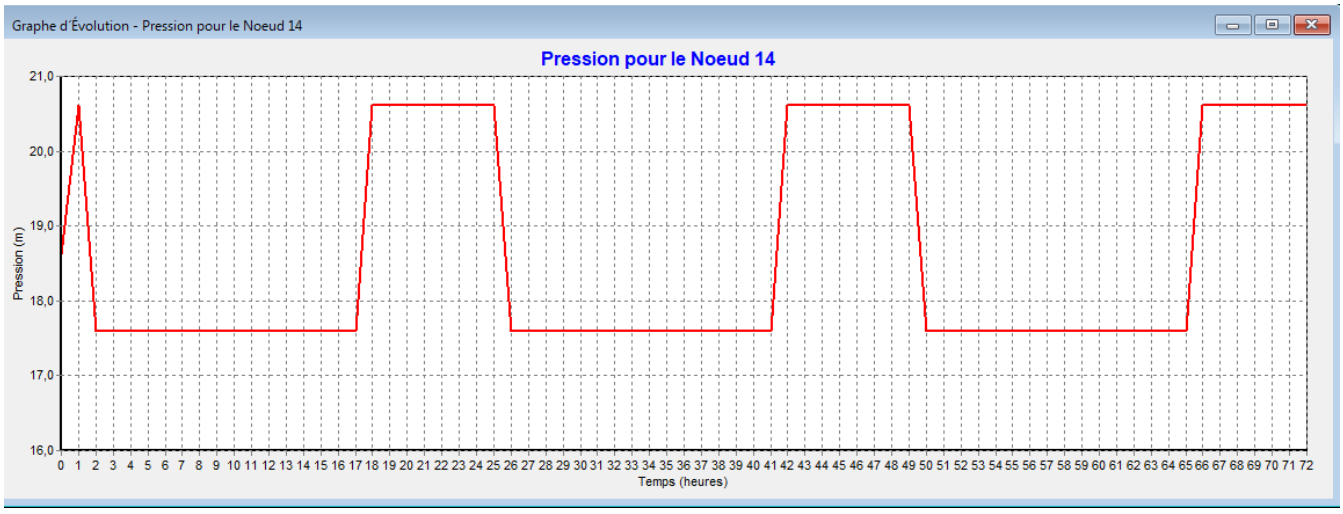


Figure 10 : Courbe de modulation de la pression au Noeud 14

Figure 11 : Courbe de modulation de la pression au Noeud 14

3.6. Dimensionnement du réservoir

Les capacités utiles du réservoir déterminées avec la méthode forfaitaire (1/3 de la demande journalière de pointe) a permis d'assurer une réserve suffisante pour satisfaire toutes les fluctuations quotidiennes de la consommation. Le réservoir retenu est de forme cylindre en béton armé et ses dimensions sont consignées dans le tableau 19 :

Tableau 20 : Dimensionnement du réservoir

PARAMETRES	UNITES	VALEUR
Cote Terrain Naturel du radier	m	**354,83**
Demande de pointe Journalier	m3	**262,99**
Capacité réservoir calculée :	m3	**87,66**
Capacité utile du réservoir retenue	m3	**90**
Hauteur sous radier	m	**12**
Hauteur du réservoir	m	**5**
Diamètre du réservoir	m	**5**
Cote trop plein	m	**370,83**

On obtient donc un réservoir avec une capacité utile de **90 [m^3]** pour une hauteur **5 [m]** et un diamètre de **5 [m]**, une hauteur sous radier de **12 m** et une côte de trop plein de **370,83 [m].**

3.7. Traitement de l'eau

Le traitement de l'eau s'est effectué par injection de petite dose de solution d'hypochlorite de calcium (préparée au préalable dans un bac) à l'aide d'une pompe doseuse installée au pied du château. Les résultats du dimensionnement du système de traitement sont consignés dans les tableaux 20 et 21 :

Tableau 21 : Dimensionnement de la pompe doseuse

DIMENSIONNEMENT DE LA POMPE DOSEUSE		
q=(T*Q)/C		
T(g/m3)	1,5	Taux de traitement
C(g/l)	5	Concentration de Ca((ClO))2
Q(m3/h)	22	Débit d'eau brute
q(l/h)	6,6	Débit de la pompe doseuse
R	80%	Rendement pompe
q(l/h)	8,25	Débit pompe calculé
q(l/h)	**9**	**Débit pompe retenu**

Tableau 22 : Dimensionnement du bac de préparation

DIMENSIONNEMENT DU BAC DE PREPARATION		
V=M/C		
M(Ca(ClO)2)	143,08	Masse(g)
M((Cl)2)	71	Masse(g)
Chlore actif	60%	Titre chlore actif/Ca(ClO)2
M/V(Produit)	5,04	Masse volumique (g/m3)
M(Produit)	453,42	Masse nécessaire (g)
V(bac)	**90,68451**	**Volume du bac (L)**
V(bac)	**90**	**Volume retenu du bac (L)**

Ainsi, pour le traitement de l'eau, il nous faut une pompe doseuse d'un débit de **9 [l/h]** et un bac d'un volume de **90 [l]** pour la préparation de la solution d'hypochlorite de calcium.

Cependant, pour s'assurer de l'efficacité du traitement de l'eau par le chlore, il faut s'assurer que son temps de contact soit au minimum de 2 heures et que celui de son temps de séjour au maximum de 2 jours. Le processus de vérification de ces paramètres est présenté dans le tableau 22 :

Tableau 23 : Désinfection par le chlore

DESINFECTION PAR LE CHORE			
Vérification du temps de contact		**Vérification du temps de séjour**	
Tc(h)=Cu/Qph		Ts=Cu/Q	
Cu(m3)	90	Cu(m3)	90
Qmh(m3/h)	40,50	Q(m3/j)	262,99
Tc=Cu/Qmh	2,09876543	Ts=Cu/Q	0,356253895
Tc>2h	**VERIFIEE**	**Ts<2j**	**VERIFIEE**

On constate que les temps de contact et de séjour sont respectivement supérieurs à 2 heures et inférieur à 2 jours. Donc les conditions d'efficacité de notre solution désinfectante sont vérifiées.

3.8. Pose de conduites

Toutes les conduites de notre système d'approvisionnement en potable sont enterrées. Les conduites en PVC, du fait de leur faible densité par rapport aux conduites en PEHD, doivent être posées dans un lit de sable pour les protéger des gravats, des zones rocailleuses, des latérites, etc. Les largeurs et profondeurs minimales des fouilles déterminées à l'aide des relations indiquées dans la méthodologie sont consignées dans le tableau 23 :

Tableau 24 : Dimensions des fouilles par conduites

DN (mm)	Calcul		Choix	
	H (m)	l (m)	H (m)	l (m)
315	1,115	0,815	**1,2**	**0,9**
250	1,05	0,75	**1,1**	**0,8**
160	0,96	0,66	**1**	**0,7**
110	0,91	0,61	**1**	**0,7**
90	0,89	0,59	**0,9**	**0,6**
63	0,863	0,563	**0,9**	**0,6**

3.9. Dimensionnement de la source d'énergie

Le choix de la mixité des sources d'alimentation énergétique (groupes électrogènes et champ solaire) de notre système d'AEP s'est fait dans un souci de minimiser les coûts de réalisation et d'exploitation et aussi afin d'éviter la paralysie de notre système d'AEP en cas de défaillance d'une des sources d'énergie choisie.

3.9.1. Champ solaire

Le champ solaire est constitué de panneaux photovoltaïques implantés à 3 m de hauteur et orientés selon un angle assurant un ensoleillement optimal. Cette plateforme photovoltaïque entourée de grillage disposera également d'une boîte de raccordement, d'un régulateur de charge, d'un ondulateur et d'autres accessoires. La détermination du champ photovoltaïque est présentée par le tableau 24 :

Tableau 25 : Dimensionnement des champs photovoltaïques

Désignation	Forage 1	Forage 2
Q(m3/h)	**12,00**	**10,00**
HMT (m)	**112,0**	**91**
Moteur	**MS 4000**	**MS 4000**
Fréquence (Hz)	**50**	**50**
Rendement pompe (%)	**71,3%**	**70,4%**
Rendement moteur-pompe (%)	**56,9%**	**55,1%**
Ensoleillement journalier moyen (h)	**5,5**	**5,5**
Puissance du champ photovoltaïque calculée (Wc)	**8632**	**6035**
Puissance du champ photovoltaïque retenue (Wc)	**8800**	**6100**
Nombre de module de 250 Wc	**22**	**16**
Nombre de module en parallèle	**2**	**3**
Nombre de module en série	**11**	**6**

Le champ photovoltaïque a donc une puissance énergétique de **8 800 W soit 8,8 kW** et **6100 W soit 6,1 kW** respectivement pour les forages 1 et 2. Les modules constituant chaque champ photovoltaïque seront disposés en configuration parallèle. Ainsi, chaque champ comportera respectivement **deux (02)** et trois (03) branches parallèles, chacune composée de **onze (11)** et **six (06)** modules d'une puissance unitaire de **250 Wc**.

Le tableau 25 nous présente la puissance de l'onduleur nécessaire pour chacun des champs photovoltaïques.

Tableau 26 : Dimensionnement de l'onduleur

Pmp (kW)	K	Rp	Cos Phi	Sond calculé (kVA)	Sond retenu (kVA)
5,5	1,05	71,3%	0,76	10,657	11
4	1,05	70,4%	0,77	7,748	8

Ainsi, la puissance de l'onduleur nécessaire pour la conversion de la puissance de sortie du courant continu CC des modules de chaque solaire, en courant alternatif CA est de **11 [kVA].** Elle permettra d'assurer le bon fonctionnement des pompes.

3.9.2. Groupes électrogènes

Les groupes électrogènes assureront un temps de pompage de 9 heures au maximum et les heures de pompages restants seront assurées par le champ solaire. Dans les tableaux 26, 27 et 28 sont consignés les résultats du dimensionnement de ces groupes électrogènes ainsi que leurs caractéristiques techniques, qu'il faudra pour alimenter nos électropompes.

Tableau 27 : Dimensionnement des groupes électrogènes

Pompe	SP 11 - 27	SP 11 - 20
Q (m3/h)	12,27	10,85
HMT (m)	112	91
Rp (%)	71,3%	70,4%
Rpm (%)	56,9%	55,1%
U (V)	400	400
In (A)	13,4	9,6
Cos phi	0,76	0,77
Papp	17,63920542	12,80332
Papp retenue	**18**	**13**

Tableau 28 : Caractéristique technique du groupe électrogène du forage 1

Modèle	**FG Wilson P 18-6**
Fréquence	50 Hz/60 Hz
Puissance	18 kVa
	14,4 kW
Modèle de moteur	Perkins 404D-22G1
Consommation l/h	4,4
Poids (kg)	365
Dimension L*W*H (mm)	1550*620*1020
Capacité du réservoir (l)	60

Tableau 29 : Caractéristique technique du groupe électrogène du forage 2

Modèle	**FG Wilson P 14-6S**
Fréquence	50 Hz/60 Hz
Puissance	14 KVA
	14 kW
Modèle de moteur	Perkins 404D-22G1
Consommation l/h	5,2
Poids (kg)	434
Dimension L*W*H (mm)	1500*620*1115
Capacité du réservoir (l)	55

Nous choisissons donc les groupes électrogènes du modèle **FG Wilson P 18-6** pour qui alimentera le forage 1 (12 m^3/h) et **FG Wilson P 14-6S** pour le forage 2 (10 m^3/h).

3.10. Équipements et ouvrages annexes du réseau

Pour assurer la sécurité et le bon fonctionnement de notre réseau, il est nécessaire d'installer un certain type d'équipements hydrauliques et d'ouvrages. Il s'agit entre autres de :

- **Ventouses :** elles permettent d'évacuer l'air des conduites au moment du démarrage des pompes et aussi durant l'exploitation. Elles seront installées au niveau des têtes de forages ainsi qu'aux points les plus élevés de notre réseau de distribution.
- **Vidangeurs :** ils permettent de nettoyer les conduites, des dépôts qui s'y sont accumulés principalement du fait d'une vitesse d'écoulement de l'eau. Ils sont installés aux extrémités ainsi qu'aux points les plus bas de notre réseau.
- **Vannes de sectionnement :** elles servent à isoler certains tronçons du réseau en cas de maintenance.
- **Clapets anti-retours :** ils permettent la circulation de l'eau que dans un seul sens afin d'éviter tout retour de cette eau, qui serait préjudiciable pour les installations situées en amont.
- **Puisards :** ce sont des ouvrages remplis de moellons pour le prétraitement des eaux perdues et qui permettent d'assainir les bornes fontaines.
- **Ouvrages de Génie civil :** il s'agit des bâtiments d'exploitation (bureaux, locaux techniques, toilettes, etc.), des supports pour les panneaux photovoltaïques, des abris pour les bornes fontaines.

3.11. Mode de gestion du SAEP

Pour la pérennisation de l'alimentation en eau potable, il est capital d'élaborer un mode de gestion qui permettra la supervision des installations, la réduction des coûts ainsi que la gestion des risques sanitaires et ce, de façon optimale. À cet effet, nous distinguons deux grands modes de gestion que sont **la gestion directe** (régie directe, régie autonome et la régie personnalisée) et **la gestion déléguée** (concession, affermage).

La gestion directe suggère que toutes les activités soient gérées par l'organisation elle-même sans recourir à des prestataires externes tandis que dans la gestion déléguée, des prestataires externes interviennent dans la gestion des activités.

Le tableau 29 présente les avantages et les inconvénients de chacun de ces modes de gestion (BADOU, 2021).

Tableau 30 : Différents modes de gestion

	MODE DE GESTION	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Gestion directe	**Régie directe**	Total implication dans toutes les opérations Meilleure imprégnation pour rendre des comptes	Demande du personnel technique et des gestionnaires Augmente le budget communal pour la maîtrise d'ouvrage
	Régie autonome	Gestion indépendante du budget de la commune	Nécessite du personnel qualifié pour s'en charger
	Régie personnalisée	Une plus grande fluidité dans la gestion encadrée par un contrôle suivi	Nécessite une bonne organisation des ressources
Gestion déléguée	**Concession**	Réduction budget pour la commune Renfloue les caisses pou le budget communal	Risque d'augmentation du coût du m^3 d'eau du fait des amortissements des investissements du concessionnaires
	Affermage	Le patrimoine reste aux mains de la commune	Nécessite du personnel technique et des gestionnaires pour une rentabilité sur le long terme

Au regard des avantages et inconvénients de chacun des modes de gestion, nous convenons d'opter dans le cadre de notre projet, pour la gestion déléguée par affermage. Elle est la plus courante au Burkina Faso en raison du manque de ressources humaines qualifiées dans les zones rurales. Afin d'obtenir de meilleurs résultats, il est nécessaire de choisir des personnes bien organisées, disposant de bonnes ressources humaines et financières pour une gestion efficace des ouvrages.

4. ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE

4.1. Coût de réalisation du projet

L'estimation du coût d'investissement et de réalisation du projet a été effectué avec les tarifs moyens unitaire des différents articles du Mercurial BTP de 2022. Ainsi, le montant global de la réalisation du projet d'Approvisionnement en Eau Potable du village de Poin s'élève à **quatre cent quatre vingt quatorze millions cinq cent soixante mille huit cent soixante francs CFA (494 560 860 F CFA)** toutes taxes comprises. Le tableau 30 présente le coût global de réalisation du projet.

Tableau 31 : Coût global de réalisation du projet

N°	Désignation	Montant (FCFA)
1	FRAIS GENERAUX	4 500 000
2	REALISATION DU FORAGE	22 976 000
3	REFOULEMENT	68 599 944
5	RESEAU DE DISTRIBUTION	249 884 402
6	TRAITEMENT	13 541 000
7	GENIE CIVIL	16 000 000
8	CHÂTEAUX D'EAU	7 000 000
9	FORMATIONS DES BENEFICIAIRES	3 000 000
10	ENERGIE	25 400 000
TOTAL HTVA	**TOTAL HTVA**	**410 901 346**
TVA 18 %	TVA	484 863 589
IMPREVU 2%		9 697 272
TOTAL GENERAL TTC		**494 560 860 F CFA**

4.2. Évaluation du prix de vente de l'eau

Le calcul du prix de vente de l'eau a été fait en tenant compte de plusieurs charges telles que les charges d'exploitation, de maintenance des équipements, d'entretien et les charges de traitement de l'eau. Ce qui nous a permis d'obtenir un prix du mètre cube de l'eau convenable pour la population. Les recettes générées permettront de couvrir les dépenses liées au service de l'eau tout en protégeant la ressource en eau et sans reporter les charges actuelles à l'avenir.

4.2.1. Amortissement des investissements initiaux

L'amortissement consiste à répartir les coûts d'acquisition des équipements sur leur durée probable d'utilisation (BAMA ,s,d). Dans notre étude, le calcul des amortissements s'est fait avec les éléments tels que l'électropompe immergée, le champ solaire et le château d'eau. Ces amortissements ont pris en compte ou non l'actualisation comme le montre le tableau 31. Ainsi, le montant des amortissements actualisés s'élève à **trois millions six cent vingt trois milles cinq cent soixante onze francs CFA (3 623 571 F CFA).**

Tableau 32 : Amortissements des investissements initiaux

Désignation	Montant [fcfa]	Durée de vie [an]	Annuité sans actualisation [an]	Annuité avec actualisation [an]
Électropompe - immergé	12 000 000	10	1 200 000	1 554 055
Ouvrages de génie civil	15 000 000	15	1 000 000	1 445 134
Système photovoltaïque	1 800 000	25	72 000	127 714
Château d'eau	7 000 000	25	280 000	496 667
Total annuel			2 552 000	**3 623 571**

4.2.2. Charges d'exploitation

Dans notre projet d'AEP, les charges d'exploitation représente les dépenses associées à l'entretien et à la gestion des infrastructures nécessaires pour l'approvisionnement en eau de la population. Celles-ci regroupent les frais de maintenance, les coûts du personnel, les coûts énergétiques et les charges liées au maintien de la qualité de l'eau. Nous avons donc évalué ces charges d'exploitation à un montant total de **vingt sept millions huit cent trente quatre milles huit cent soixante quatorze francs CFA (27 834 874 F CFA)** à l'horizon du projet**.** Le tableau 32 présente le coût des différentes charges d'exploitation.

Tableau 33 : Calcul des charges d'exploitation

Désignation	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Volume Eau Facturée [m3/an]	19 306	24 078	30 960	39656,155	50607,0675	64368,48
Volume Eau produite [m3/an]	22 713	28 327	36 423	46654	59538	75728
Coût de la désinfection [FCFA/an]	1 366 280	1 703 978	2 536 347	4146384	8521842	17456572
Coût de l'énergie [FCFA/an]	1 580 256	2 107 008	3 687 264	3687264	4740768	4740768
Coût entretien du réseau [FCFA/an]	1 592 422	1 672 043	1 755 645	1 843 427	1 935 599	2 032 378
Coût Entretien réservoir [FCFA/an]	17 500	18 375	20 213	22 234	25 569	29 404
Coût Surveillance contrôle de la qualité [FCFA]	150 000	165 000	189 750	227 700	284 625	370 013
Gardien	600 000	600 000	630 000	630 000	693 000	693 000
Fontainier	2 100 000	2 100 000	2 205 000	2 205 000	2 425 500	2 425 500
Piece de rechange	60 000	63 000	69 300	76 230	83 853	92 238
Total charges d'exploitation [FCFA]	**7 466 458**	**8 429 404**	**11 093 518**	**12 838 238**	**18 710 755**	**27 839 874**

4.2.3. Prix de vente du mètre cube d'eau

Le prix de vente du mètre cube d'eau est évalué à partir des annuités des équipements initiaux de moins de dix (10) ans.

Le Décret N°2019-1145/PRES/MEA/MINEFID/MATDC/MCIA du 15/11/2019 portant réduction du tarif de l'eau potable en milieu rural au Burkina Faso stipule que les tarifs généraux appliqués en milieu rural à l'horizon 2030 sur les AEP-MV, AEP, AEPS et les PEA sont :

- 300 F CFA le m^3 pour les bornes fontaines ;
- 400 F CFA le m^3 de la première année à la neuvième année et 350 F CFA à partir de la dixième année pour les abonnés de ménages ;
- 500 F CFA le m^3 pour les autres abonnés jusqu'en 2030 ;
- 500 F CFA le m^3/mois comme redevance fixe pour les abonnés de ménage et 1000 F CFA/mois pour les autres abonnés (LEMBONE Honoré, 2023)

Le tableau 33 présente les différents prix de revient de l'eau.

Tableau 34 : Prix de vente du mètre cube d'eau

Désignation	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Annuité (<=10 ans) sans Actualisation [FCFA/an]	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000
Annuité (<=10 ans) avec Actualisation [FCFA/an]	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055
Annuité totale sans Actualisation [FCFA/an]	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000	1 200 000
Annuité totale avec Actualisation [FCFA/an]	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055	1 554 055
Prix de revient sans amortissement (FCFA/m3)	186,74	150,09	158,32	124	170	233
Prix de revient avec Amortissement (<=10 ans) et sans actualisation	248,90	199,93	197,08	154	193,4382	251
Prix de revient avec Amortissement (<=10 ans) avec actualisation	267,24	214,63	208,52	162,927101	200,4344	256,65
Prix de revient avec tous les Amortissements sans actualisation	318,93	256,08	240,75	188,09	220,15	272,1546
Prix de revient avec tous les Amortissements avec actualisation	373,43	300,58	275,36	215,11	241,33	288,802
Prix de vente du m3 d'eau/ BF retenu	**400**	**350**	**300**	**250**	**250**	**300**
Prix de vente du m3 d'eau/ BP retenu	**450**	**400**	**350**	**300**	**300**	**350**

On obtient donc pour notre projet, un prix de vente du mètre cube d'eau de **400 F CFA** pour les bornes fontaines et de **450 F CFA** pour les branchements privés incluant tous les amortissements avec actualisation. À l'horizon 2030, ces tarifs pourront être baissés du fait des économies d'échelles réalisées dû à l'augmentation du nombre de consommateurs. On constate que ces tarifs sont proches du décret évoqué précédemment.

5. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

L'article 25 de la loi n°006-2013/AN du 02 Avril 2013 portant sur la protection de l'environnement au Burkina Faso rend obligatoire la réalisation préalable d'une Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES) pour tout projet, travail, ouvrage, ou aménagement industriel, rural, urbain, minier ou autre, initié par des collectivités publiques ou par des entités publiques ou privées, dès lors que la mise en vue du projet est susceptible d'impacter l'environnement. Conformément aux normes actuelles du MEAA, les travaux de réalisation d'un SAEP, associés au statut de la localité concerné sont classés en **catégorie B** (MEAA, 2013). À ce titre, ils sont soumis à l'élaboration d'une **Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES)** dont l'objectif sera de fournir aux parties prenantes, une information complète et structurée sur les enjeux environnementaux et sociaux liés à la mise en œuvre du projet d'AEP.

5.1. Phases et composantes du projet

Le projet de réalisation d'un système d'alimentation en potable du village Poin sera composé de trois (03) grandes composantes à savoir **l'eau potable**, **l'assainissement** et **le génie civil,** et de trois (03) phases également que sont la **planification, la réalisation** et **l'exploitation.**

5.2. Identification et évaluation des impacts potentiels

5.2.1. Identification de potentiels impacts

Pour reconnaître les impacts potentiels du projet sur l'environnement, il a fallu faire une évaluation de leurs conséquences positives et négatives. Une évaluation des impacts des différentes activités du projet est effectuée sur ses composantes principales. À cet effet, l'outil utilisé est **la matrice de LEOPOLD** (ADEOSSI, 2017). Ses résultats sont présentés en **Annexe 5**.

5.2.2. Évaluation des impacts potentiels

Cette évaluation consiste à présenter clairement les retombées de chacun des impacts identifiés auparavant sur l'environnement afin d'en mesurer leurs intensités. C'est ce qui nous permet de faire **la matrice de FECTEAU** qui regroupe trois (03) paramètres importants que sont **l'intensité** (faible, moyenne ou forte), **la portée** (ponctuelle, locale ou régionale) et **la durée**

(court, moyen ou long terme). Aussi, l'impact peut être mineur, moyen ou majeur (ADEOSSI, 2017). Les résultats de cette évaluation sont présentés en **Annexe 6**.

5.3. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES)

Le Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) propose des mesures pour atténuer ou réduire les impacts négatifs et prévoir des mesures de bonification des impacts positifs. Le PGES est présenté en **Annexe.**

5.4. Programme de surveillance et de suivi environnemental

Ce programme permet de s'assurer que tous les engagements et obligations pris dans le cadre de la protection de l'environnement y compris les mesures d'atténuation soient respectées au cours de la réalisation des travaux du projet. En ce qui concerne le suivi, il s'agit de vérifier l'évolution de certains récepteurs d'impacts (milieux naturel et humain) affectés par la réalisation du projet (LEMBONE, 2023). Ce PGES est présenté par le tableau 34 :

Tableau 35 : Programme de surveillance et de suivi environnemental

Composantes	Actions de suivi	Paramètres de suivi	Fréquences de suivi	Responsable
Hydrauliques	-Analyse physico-chimique de l'eau - Contrôle piézométrique	- Variation des paramètres physico-chimiques -Niveau piézométrique	Deux fois / an	Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP)
Sanitaires	Santé des populations	Taux de prévalence des maladies	Deux fois / an	Direction Régionale de la Santé
Sécuritaires	Prévention des risques, des conflits et des accidents	-Respect des règles établies -Performance des actions élaborées -Degré d'intégration	Deux fois /an	AUE

CONCLUSION

Le présent document qui s'inscrit dans le cadre d'une étude de faisabilité technique d'un système d'Alimentation en Eau Potable du village de Poin dans la commune de To, Région du Nando, rassemble les données et résultats indispensables à la concrétisation de ce projet. Initiée par la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) du Burkina Faso, cette initiative a pour finalité l'amélioration durable des conditions de vie des populations bénéficiaires à travers la mise à disposition d'un service d'eau potable fiable répondant aux exigences de quantité et de qualité. La démarche adoptée repose sur l'implication active des communautés locales qui ont manifesté leur engagement à participer financièrement au projet et à se conformer aux mécanismes de recouvrement définis. Les études menées indiquent que le projet présente une faisabilité technique avérée.

Le système projeté est dimensionné pour assurer l'alimentation en eau potable d'une population estimée à **7 362 habitants** à l'horizon 2050. Les infrastructures prévues comprennent la mise en place de **sept (07)** bornes fontaines ainsi que plusieurs branchements particuliers et un château d'eau de **90 [m^3]** pour couvrir une demande journalière en eau de **262,99 [m^3/j]**. Ce réseau de distribution sera alimenté par deux forages équipés chacun des pompes de type **SP 11-27** et **SP 11-20** sélectionnées à partir du catalogue du fabricant GRUNDFOS. L'alimentation énergétique de ce système d'AEP reposera sur une solution hybride combinant l'utilisation de deux groupes électrogènes et l'énergie solaire. Le montant global de mise en œuvre de ce projet est estimé à **494 560 860 F CFA** avec un prix de vente de l'eau au m^3 de **400 FCFA** pour les bornes fontaines et de **450 F CFA** pour les branchements particuliers. Néanmoins, la réalisation des ouvrages est susceptible d'entraîner des impacts environnementaux négatifs. À cet effet, des mesures appropriées de réduction, de compensation et d'amélioration ont été prévues afin de limiter ces effets et de garantir la protection de l'environnement.

RECOMMANDATIONS

Afin de garantir la pérennité et le bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable envisagé, les actions suivantes sont recommandées :

Au maitre d'ouvrage (DGEP)

- Mettre en œuvre une politique tarifaire sociale incluant des tarifs préférentiels pour les ménages vulnérables notamment pour l'accès à l'eau par récipient ;

Au maitre d'œuvre (SERAT)

- Associer étroitement les autorités administratives et locales à toutes les phases du projet, depuis le lancement des travaux jusqu'à leur achèvement en vue d'assurer une gouvernance efficace et concertée des infrastructures ;
- Favoriser la création, la structuration et le renforcement des capacités des Associations des Usagers de l'Eau (AUE) afin de leur permettre de jouer un rôle actif dans la gestion des ouvrages et la sensibilisation des populations à une consommation responsable de l'eau potable ;

Au gestionnaire de l'AEPS

- Sensibiliser les communautés locales à la protection des ressources naturelles et à l'utilisation rationnelle et durable des infrastructures mise en place ;
- Organiser périodiquement des activités communautaires de salubrité visant à encourager les populations à adopter des pratiques favorables à l'hygiène et à la propreté de leur cadre de vie ;
- Assurer un contrôle permanent de la qualité de l'eau distribuée à travers l'élaboration et l'exécution d'un programme régulier de suivi et d'analyses ;
- Mettre en place un programme de maintenance préventive et corrective des ouvrages hydrauliques afin de préserver leurs performances techniques sur le long terme ;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ADEOSSI, Giraude. 2017. « *Étude d'impact environnemental et social* ».

BADOU, Ki Franck. 2021. « *Études d'Avant – Projet Détaillé pour la réalisation du système d'Alimentation en Eau Potable de Natema - Sangoulema, province de Houet, région des Hauts – Bassins* ». *BURKINA FASO*.

BAMA, Djarius. s,d. *Note de gestion financière*.

COMPAORE, Wend-Yam Mayéva Yasmine. 2024. « *Étude de faisabilité technique de l'Alimentation en Eau Potable (AEP-MV) de Koréba, Mangorotou et Bakaribougou dans les communes de Koundougou et de Dandé, province du Houet, région des Hauts Bassins Burkina Faso* ».

DICKO, Djénéba. 2022. « *Étude d'Avant-Projet Détaillé d'un système d'alimentation en eau potable multivillage : cas des villages de Ouro-Torobé, Bellaré-Maga et Ouro-Longa de la commune de Dori, Région du Sahel au Burkina Faso* ».

DIEDHOU, Ibrahima. 2004. « *Conception d'un système d'approvisionnement en eau potable des parcelles aménagées par la SONATUR à Sapaga* ».

Direction Générale de l'Eau Potable, MEA. 2023. « *Projet de Renforcement de la Gestion des Infrastructures Hydrauliques, de l'Approvisionnement en Eau Potable et de Promotion de l'Hygiène et de l'Assainissement en milieu rural* ».

GUIRE, Myriam Faustine. 2025. « *Conception et dimensionnement d'un système d'approvisionnement en eau potable dans le centre de Koubri, chef-lieu de la commune de Koubri, Région du Centre au Burkina Faso* ».

INSD. 2019. « *Cinquième Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) du Burkina Faso* ».

KABORE, Kiswend-Sida Nestor. 2023. « *Étude Technique Détaillée d'un Système d'Adduction d'Eau potable Multi-Village dans la commune de Poa : Cas du centre de Ralo-Rogpelcé dans la région du centre-Ouest du Burkina-Faso* ».

LEMBONE, Honoré. 2023. « *Étude d'Avant-Projet Détaillé pour la réalisation d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable (AEP) à Nassoulou dans la commune de Kindi, région du Centre-Ouest au Burkina Faso* ».

MEAA. 2013. « *Code de l'environnement au Burkina Faso* ».

Ministère de l'Eau et de l'Assainissement. 2019. « *Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable* ».

SERAT. 2006. *Plaquette_Présentation_SERAT*.

SERAT. 2025. « *Études socio-économiques pour la réalisation de l'AEPS du village de Poin dans la commune de To, Région du Nando, Burkina Faso* ».

SEYDI, Assanatou Amza. 2025. « *Étude de faisabilité technique d'un système d'alimentation en eau potable multi-villages : cas de Bafele, Selbo et Mamassiol dans la commune de Dori, province du Séno, Région du Sahel (Burkina Faso)*. » *Burkina Faso*.

Site internet pour le catalogue du constructeur de pompe GRUNDFOS. https://product-selection.grundfos.com/fr/products. Consulté le 24 Octobre 2025.

ANNEXES

Annexe 1 : Caractéristiques techniques de la pompe SP11-27 iv
Annexe 2 : Caractéristiques techniques de la pompe SP11-20 v
Annexe 3 : Détermination de la capacité utile du réservoir par la méthode analytique v
Annexe 4 : Devis estimatif de réalisation du projet d'AEPS vi
Annexe 5 : Matrice de LEOPOLD xi
Annexe 6 : Matrice de FECTEAU xii
Annexe 7 : Carnets des nœuds xiv
Annexe 8 : Plans graphiques xv
Annexe 9 : Profil en long xxiii

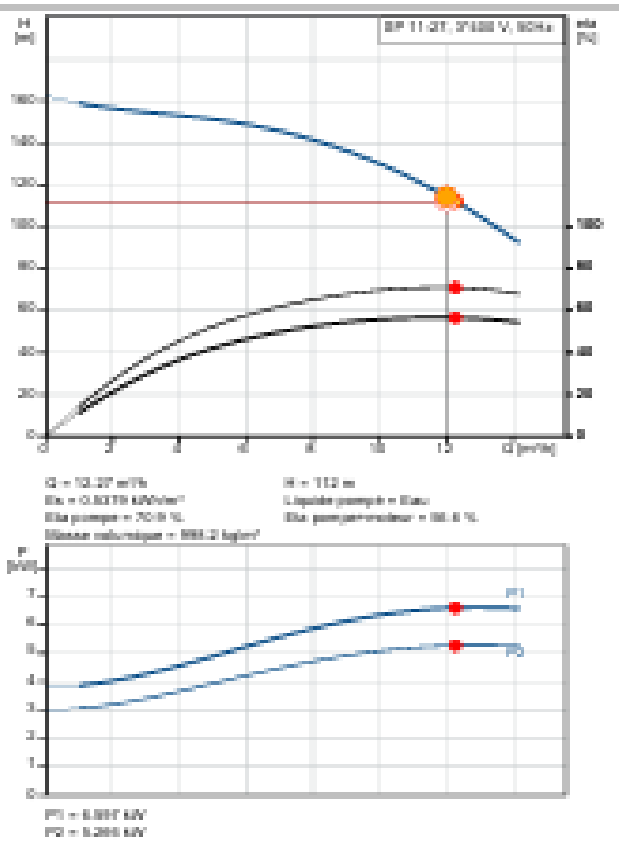
Annexe 1 : Caractéristiques techniques de la pompe SP11-27

GRUNDFOS

Nom Société:
Créé par:
Téléphone:

Date: 24/10/2025

Description	Valeur
Information générale:	
Nom produit:	SP 11-27
Code article:	96500420
Numéro EAN:	5712603248815
Prix:	EUR 6382
Technique:	
Vitesse de la pompe sur laquelle sont basées les données de la pompe:	2900 min-1
Débit calculé réel:	12.27 m³/h
Débit nominal:	11 m³/h
Point de fonctionnement réel de la pompe:	112 m
Hauteur nominale:	125.8 m
Etages:	27
Nombre de roues à diamètre réduit:	NONE
Certifications:	CE,EAC,UKCA,SEPRO,MOROCCO
Certifications pour moteur:	CE,EAC,C_UL_US_NSF372MOROCCO,UKCA,SEPRO
Certifications pour l'eau potable:	ACS, DM174
Tolérance courbe:	ISO9906:2012 3B
Modèle:	B
Version moteur:	T40
Clapet anti-retour:	OUI
Matériaux:	
Pompe:	Stainless steel
	EN 1.4301
	AISI 304
Roue:	Acier inox.
	EN 1.4301
	AISI 304
Moteur:	Acier inoxydable
	EN 1.4301
Garniture mécanique:	HM/Céramique
Installation:	
Pression ambiante maximale:	60 bar
Pression maximale de service:	60 bar
Pression de sortie maximale autorisée:	16.6 bar
Type raccordement:	Rp
Taille du raccordement:	2 pouce
Diamètre moteur:	4 pouce
Diamètre de forage minimum:	105 mm
Liquide:	
Liquide pompé:	Eau
Plage température liquide:	-15 .. 40 °C
Donnée électrique:	
Type moteur:	MS4000
Conception de la bride moteur:	NEMA
Puissance nominale - P2:	5.5 kW
Puissance (P2) requise par pompe:	5.5 kW
Fréquence d'alimentation:	50 Hz
Tension nominale:	3 x 380-400-415 V
Intensité nominale:	13-13-13.4 A
Tension requise:	400 V



Logiciel Grundfos WinCAPS [2025.42.000] 4

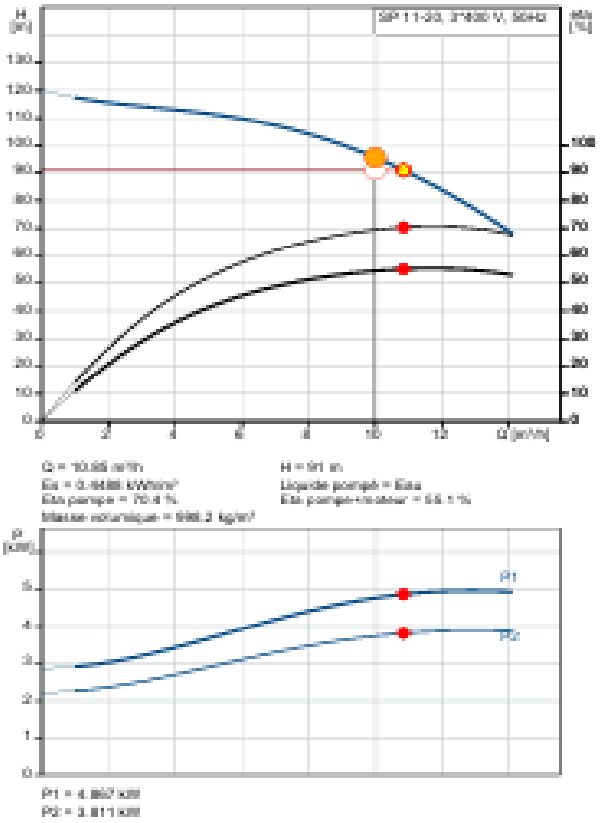
Annexe 2 : Caractéristiques techniques de la pompe SP11-20

GRUNDFOS

Nom Société:
Créé par:
Téléphone:

Date: 27/11/2025

Description	Valeur
Information générale:	
Nom produit:	SP 11-20
Code article:	96826890
Numéro EAN:	5712601959063
Prix:	EUR 5164
Technique:	
Vitesse de la pompe sur laquelle sont basées les données de la pompe:	2900 mn-1
Débit calculé réel:	10.85 m³/h
Débit nominal:	11 m³/h
Point de fonctionnement réel de la pompe:	91 m
Hauteur nominale:	93 m
Etages:	20
Nombre de roues à diamètre réduit:	NONE
Certifications:	CE,EAC,UKCA,SEPRO,MOROCCO
Certifications pour moteur:	CE,EAC,C_UL_US_NSF372MOROCCO,UKCA,SEPRO,RCM
Certifications pour l'eau potable:	ACS,DM174
Tolérance courbe:	ISO9906:2012 3B
Modèle:	B
Version moteur:	T40
Clapet anti-retour:	OUI
Matériaux:	
Pompe:	Stainless steel
	EN 1.4301
	AISI 304
Roue:	Acier inox.
	EN 1.4301
	AISI 304
Moteur:	Acier inoxydable
	EN 1.4301
Garniture mécanique:	HM/Céramique
Installation:	
Pression ambiante maximale:	60 bar
Pression maximale de service:	60 bar
Pression de sortie maximale autorisée:	12.3 bar
Type raccordement:	Rp
Taille du raccordement:	2 pouce
Diamètre moteur:	4 pouce
Diamètre de forage minimum:	105 mm
Liquide:	
Liquide pompé:	Eau
Plage température liquide:	-15 .. 40 °C
Donnée électrique:	
Type moteur:	MS4000
Conception de la bride moteur:	NEMA
Puissance nominale - P2:	4 kW
Puissance (P2) requise par pompe:	4 kW
Fréquence d'alimentation:	50 Hz
Tension nominale:	3 x 380-400-415 V
Intensité nominale:	9.8-9.6-9.8 A
Intensité démarrage:	440-480-490 %



Logiciel Grundfos WinCAPS (2025.47.001) 4

Annexe 3 : Détermination de la capacité utile du réservoir par la méthode analytique

CALCUL DE LA CAPACITE DU CHÂTEAU PAR LA METHODE DE TABLEAU											
Période	00h-05h	05h-06h	06h-09h	09h-11h	11h-12h	12h-14h	14h-16h	16h-18h	18h-20h	20h-22h	22h-00h
Durée dt (h)	5	1	3	3	1	2	2	2	2	2	2
Pourcentage conso	0	10%	20%	15%	5,0%	7,5%	5,0%	20%	5%	3%	0
VOLUME CONSOMME	0,00	23,86	47,72	35,79	11,93	17,89	11,93	47,72	11,93	5,96	0,00
Qmoy cons	0,00	23,86	15,91	11,93	11,93	8,95	5,96	23,86	5,96	2,98	0,00
VOLUME CONS CUMULE	0,00	23,86	71,58	107,37	119,30	137,19	149,12	196,84	208,77	214,73	214,73
Q HORAIRE POMPAGE	12,00	12,00	0,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	0,00	0,00	
V entrant Ve=Qe*dt	60	12	0	36	12	24	24	12	0	0	0
Ve cumulé Vec	60,00	72,00	72,00	108,00	120,00	144,00	168,00	180,00	180,00	180,00	180,00
Vec-Vdc	60,00	48,14	0,42	0,63	0,70	6,81	18,88	-16,84	-28,77	-34,73	-34,73
Capacité Cu (m3)=	**max(Vec-Vdc)+ABS(min(Vec-Vdc))=**		**94,73**								

Annexe 4 : Devis estimatif de réalisation du projet d'AEPS

DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX DE REALISATION DE L'AEPS					
N°	**Désignation**	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire**	**Prix total**
I	**FRAIS GENERAUX**				
1.1	Installation et Repli de chantier	Forfait	1,00	3 500 000	3 500 000
1.2	Dossier de récolement des travaux	Forfait	1,00	500 000	500 000
1.3	Essai de fonctionnement général	Forfait	1,00	500 000	500 000
	TOTAL FRAIS GENERAUX				**4 500 000**
II	**REALISATION DU FORAGE**				
2.1	Développement du forage	u	2	300 000	600 000
2.2	Pompage d'essai par palier	u	2	150 000	300 000
2.3	Pompage d'essai longue durée	u	2	1 250 000	2 500 000
2.4	Fourniture et installation d'une électropompe immergée à alimentation solaire avec point de fonctionnement (Q = 12 m3/h, HMT = 112 m), y compris toutes sujétions	u	1,00	10 500 000	10 500 000
2.5	Fourniture et installation d'une électropompe immergée à alimentation solaire avec point de fonctionnement (Q = 10 m3/h, HMT = 91 m), y compris toutes sujétions	u	1,00	6 700 000	6 700 000
2.4	Fourniture, pose et raccordement d'une colonne d'exhaure en Pehd DN 63 PN 16 (y compris attaches)	ml	78,00	2 000	156 000
2.5	Fourniture et pose de câble de sécurité en acier galvanisé de 6 mm²	ml	78,00	5 000	390 000
2.6	Fourniture et pose de support pour tête de forage	u	2,00	100 000	200 000
2.7	Fourniture et installation d'électrode de niveau (haut, bas et intermédiaire)	u	3,00	60 000	180 000
2.8	Fourniture, pose et raccordement d'un coffret étanche contenant un disjoncteur moteur calibré au courant du moteur, une horloge programmable (programme du temps de pompage recommandé), les relais de commande de contrôle et de protection, de bouton poussoir et voyant de présence tension et de défaut.	u	1,00	500 000	500 000
2.9	Fourniture et installation d'un système permettant l'arrêt automatique de la pompe et sa reprise en cas de remplissage du château	forfait	2,00	250 000	500 000

2.10	Fourniture et pose de ventouse avec robinet	u	2,00	100 000	200 000
2.11	Poire de détection de niveau (bas, moyen, haut) pour château	ens.	1,00	250 000	250 000
	TOTAL REALISATION DU FORAGE				**22 976 000**
III	**REFOULEMENT**				
3.1	Fouilles et remblais pour tout type de terrain pour conduites de diamètre inférieur ou égal à 250 mm	ml	129,78	2 000	259 560
3.2	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 110 PN 16	ml	3 656,04	10 000	36 560 400
3.3	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 160 PN 16	ml	2 223,47	12 000	26 681 640
3.3	Grillage avertisseur bleu	ml	129,78	175	22 712
3.4	Essai de pression, lavage, désinfection et rinçage des canalisations	ml	5 879,51	750	4 409 633
3.5	Fourniture et pose de coude 1/4 fonte 2 brides DN 110 PN 16	u	2,00	30 000	60 000
3.6	Fourniture et pose d'adaptateur à brides PVC DN 110 PN16	u	6,00	12 000	72 000
3.6	Fourniture et pose d'adaptateur à brides PVC DN 160 PN16	u	1,00	13 000	13 000
3.7	Fourniture et pose de Té fte réduit à 3 brides DN 150/100	u	1,00	55 000	55 000
3.8	Fourniture et pose de robinet vannes à 2 brides DN 100	u	2,00	170 000	340 000
3.8	Fourniture et pose de boulons aciers 16/80	u	40,00	650	26 000
3.9	Construction de bornes d'indication des passages des conduites pour le réseau de refoulement	u	10,00	10 000	100 000
	TOTAL REFOULEMENT				**68 599 944**
IV	**RESEAU DE DISTRIBUTION**				
4.1	Fouilles et remblais pour tout type de terrain pour conduites de diamètre inférieur ou égal à 250 mm	ml	13 474,05	2 000	26 948 106
4.2	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 250 PN 10	ml	1 911	12 000	22 936 440
4.3	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 160 PN 10	ml	1 815	11 000	19 966 100
4.4	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 110 PN 10	ml	468	9 000	4 210 920
4.5	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 90 PN 10	ml	6 779	10 000	67 787 500
4.6	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 63 PN 10	ml	2 501	5 000	12 505 765
4.11	Fourniture et pose de grillage avertisseur de couleur bleu	ml	13 474,25	175	2 357 994
4.12	Essai de pression, lavage, désinfection et rinçage des canalisations	ml	13 474,25	700	9 431 977

4.13	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 60	u	6,00	30 000	180 000
4.14	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 80	u	3,00	40 000	120 000
4.15	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 80/60	u	2,00	45 000	90 000
4,16	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 150	u	1,00	60 000	60 000
4,17	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 150/100	u	1,00	50 000	50 000
4,18	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 250/60	u	1,00	55 000	55 000
4,19	Fourniture et pose de té fonte réduit à 3 brides DN 150/60	u	1,00	50 000	50 000
4.20	Fourniture et pose de coude fonte à brides DN 63	u	3,00	3 500	10 500
4.21	Fourniture et pose de coude fonte à brides DN 90	u	3,00	4 000	12 000
4.23	Fourniture et pose de coude fonte à brides DN 250	u	1,00	12 000	12 000
4.18	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 63	u	27,00	8 000	216 000
4.19	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 90	u	19,00	10 000	190 000
4.20	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 110	u	4,00	11 000	44 000
4.21	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 160	u	5,00	13 000	65 000
4.22	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 250	u	2,00	15 000	30 000
4.23	Fourniture et pose de cône fonte réduit 2B DN 80/60	u	4,00	20 000	80 000
4.24	Fourniture et pose de cône fonte réduit 2B DN 150/100	u	1,00	21 000	21 000
4.25	Fourniture et pose de cône fonte réduit 2B DN 150/80	u	2,00	20 000	40 000
4.26	Fourniture et pose de cône fonte réduit 2B DN 100/80	u	1,00	21 500	21 500
4.27	Fourniture et pose de robinet vannes à 2 brides DN 60	u	1,00	50 000	50 000
4.28	Fourniture et pose de robinet vannes à 2 brides DN 80	u	5,00	90 000	450 000
4.29	Fourniture et pose de robinet vannes à 2 brides DN 100	u	2,00	100 000	200 000
4.30	Fourniture et pose de robinet vannes à 2 brides DN 150	u	1,00	110 000	110 000
4.31	Fourniture et pose de boulons acier 16/80	u	344,00	650	223 600
4.32	Fourniture et pose de tête de bouche à clé de 5 Kg bétonnée	u	5,00	15 000	75 000
4.33	Fourniture et pose de ventouse 3 fonctions sur conduite PVC DN 63 à DN 160 PN 10	u	2,00	200 000	400 000
4.34	Fourniture et pose de tube allonge pour robinet vanne	u	5,00	1 200	6 000
4.35	Fourniture et pose de bouchon femelle PVC DN 63	u	7,00	4 000	28 000

4.36	Construction de massif de butée et/ou d'ancrage dosé à 350 kg/m3	ens	1,00	200 000	200 000
4.37	Réalisation de branchements particuliers	u	535,00	150 000	80 250 000
4.38	Fourniture et pose de bornes d'indication des conduites sur réseau de distribution	ens	1,00	400 000	400 000
	TOTAL RESEAU DE DISTRIBUTION				**249 884 402**
V	**TRAITEMENT**				
5.1	Fourniture de filtre doseur	u	1,00	940 000	940 000
5.2	Fournitures de pièces et travaux de plomberie	ens	1,00	596 000	596 000
5.3	Fourniture de désinfectant alimentaire chlore en poudre (fût de 45kg)	u	23,00	420 000	9 660 000
5.4	Fourniture et pose de support et hangar de protection	u	1,00	725 000	725 000
5.5	Fouille et remblais pour installation	ens	1,00	220 000	220 000
5.6	Main d'œuvre (plomberie et mise en service)	ens	1,00	950 000	950 000
5.7	Formation des techniciens pour l'exploitation	ens	1,00	450 000	450 000
	TOTAL TRAITEMENT				**13 541 000**
VI	**GENIE CIVIL**				
6.1	Réalisation d'une clôture (25mx25) en maçonnerie d'agglo de 15cm et de 2 m de haut selon plan, y compris éclairage du portail, crépissage, tyrolienne	Forfait	1,00	2 000 000	2 000 000
6.2	Construction de local technique/Magasin	ens	1,00	1 000 000	1 000 000
6.3	Construction de local de gardiennage	u	1,00	1 000 000	1 000 000
6.4	Construction de latrine VIP à 1 poste + douche conformément aux plans	u	1,00	600 000	600 000
6.5	Construction de regards de 1,5 m x 1,5 m x 1,5 m pour vannes et ventouse	u	6,00	300 000	1 800 000
6.6	Construction et raccordement de bornes fontaines	u	7,00	650 000	4 550 000
6.7	Fourniture et pose d'un dispositif de vidange	u	2,00	400 000	800 000
6.8	Construction des abreuvoirs dans les quartiers à forte activité agropastorale	u	2,00	200 000	400 000
6.9	Fourniture et pose de lampadaire solaire à coté des bornes fontaines	u	7,00	100 000	700 000
6.10	Mise en place d'une clôture grillagée de 25m *25 m, maille 5mm*5 mm, hauteur 2m y compris support et portail d'entrée pour les installations solaires	forfait	1,00	2000000	2 000 000
6.11	Structure support triangulée en aluminium inclinée à 15°	u	1,00	400000	400 000
6.12	Protection des conduites au niveau des ravins (fourreautage +gabions)	ml	50,00	15000	750 000

	TOTAL GENIE CIVIL				**16 000 000**
VII	**CHÂTEAUX D'EAU**				
7.1	Construction d'un chateau d'eau y compris : -l'ensemble des canalisations -alimentation -distribution -vidange trop plein-compteur,dispositif de by-pass entre la conduite de refoulement et de distribution -l'ensemble des pièces de raccordement selon plan joint - Indicateur d'eau té - coude - vanne - flotteur-essai d'étanchéité et toutes sujétions	ens	1,00	7 000 000	7 000 000
	TOTAL CHÂTEAU D'EAU				**7 000 000**
VIII	**FORMATIONS DES BENEFICIAIRES**				
8.1	Formation des acteurs communaux sur les questions d'eau et d'assainissement	ens	1,00	2 000 000	2 000 000
8.2	Formation des bénéficiaires sur le fonctionnement des équipements du réseau	ens	1,00	1 000 000	1 000 000
8.3	**TOTAL FORMATIONS DES BENEFICIAIRES**				**3 000 000**
IX	**ENERGIE**				
9.1	Fourniture et pose, raccordement et essai d'un onduleur RSI 45 KVA	u	1,00	350 000	350 000
9.2	Fourniture, pose et essai de 14 panneaux solaire mono cristallin de 250 Wc 24V y compris toutes sujétions de pose et de raccordement pour chaque forage	u	14,00	75 000	1 050 000
	Fourniture et pose de 2 groupes électrogènes de 17 kVA et 13 kVA	ens	2,00	12 000 000	24 000 000
	TOTAL ENERGIE				**25 400 000**
	MONTANT TOTAL HTVA DE L'AEP- MV				**410 901 346**
	Suivi et contrôle des travaux (5%)				**20 545 067**
	MONTANT DE LA TVA (18%)				**73 962 242**
	TOTAL TTC				**484 863 589**
	IMPREVU 2%				9 697 272 CFA
	MONTANT TOTAL TTC DE L'AEP - MV				**494 560 860 CFA**

Annexe 5 : Matrice de LEOPOLD

Phase du projet	Composantes	Composantes environnementales					Composantes sociales			
	Activités-sources d'impact	Air	Eau	Sol	Faune	Flore	Santé	Sécurité	Emploi	Revenus
Phase de planification	Choix du site et du tracé									
	Mobilisation du matériel et circulation des engins									
	Recrutement du personnel (prioritairement local)									
	Travaux de terrassement, de fouilles (borne fontaine, réservoir, canalisation)									
Phase de réalisation	Travaux de pose des conduites									
	Transport des matériaux, du matériel, de la main d'œuvre									
	Présence du personnel sur le lieu de travail									
	Activités du génie civil									
	Production de déchets (principalement solides)									
	Travaux d'emprunt, de déblai et de remblai									
Phase d'exploitation	Démarrage du système d'AEP									
	Travaux d'entretien et de maintenance du système									
	Usage de produits chimiques									

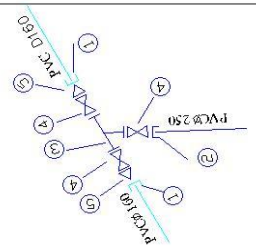
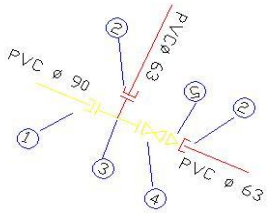
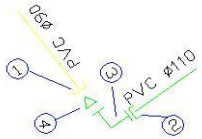
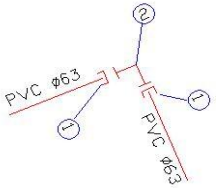
Effets négatifs | Effets nuls | Effets positifs

Annexe 6 : Matrice de FECTEAU

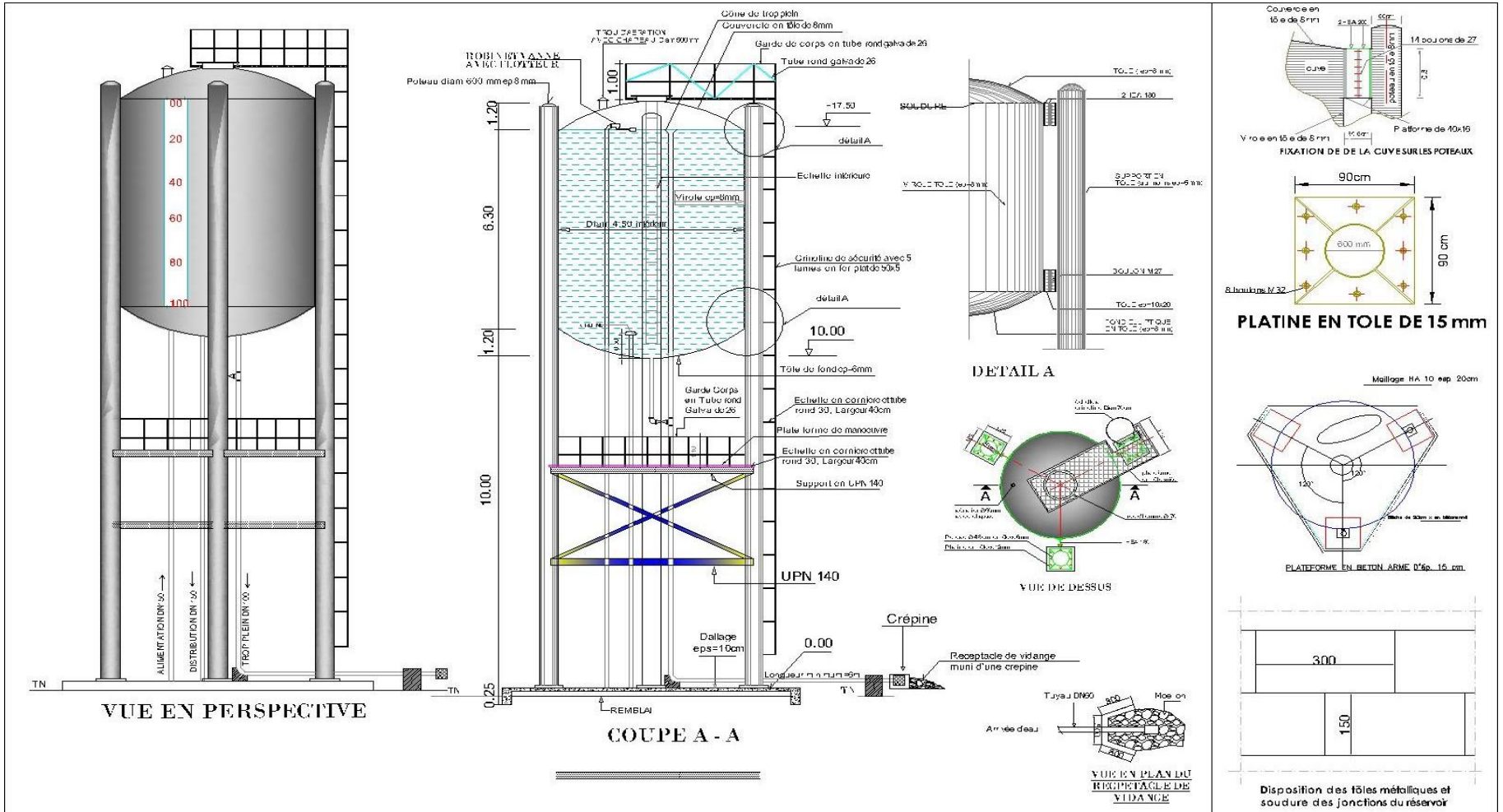
Composantes	Impacts potentiels	Nature	Importance	Critères d'évaluation		
				Portée	Intensité	Durée
Environnementales	Modification de la structure du sol	Négatifs	Mineure	Ponctuelle	Moyenne	Court-terme
	Pollution de l'air (poussières, émissions des gaz d'échappement)		Mineure	Ponctuelle	Faible	Court-terme
	Pollutions causées par le rejet des déchets des travaux et du personnel sur le lieu de travail		Mineure	Ponctuelle	Faible	Court-terme
	Destruction de la flore		Modérée	Locale	Forte	Court-terme
	Dégradation de l'habitat naturel, du patrimoine et affection de la faune		Modérée	Locale	Moyenne	Court-terme
	Pollution de l'eau, du sol par les fuites de fluides comme les hydrocarbures qui pourraient émaner des engins		Modérée	Locale	Moyenne	Moyen-terme
Sociales	Création d'emploi directes ou indirectes durant la durée d'exécution du projet et même au-delà.	Positifs	Modérée	Locale	Moyenne	Moyen-terme
	Facilitation de l'accès des populations à l'eau potable		Modérée	Locale	Moyenne	Moyen-terme
	Création de sources de revenus pour les travailleurs		Modérée	Locale	Moyenne	Moyen-terme
	Réduction du chômage et aussi de la pauvreté		Modérée	Locale	Moyenne	Moyen-terme
	Nuisances sonores causées par les engins	Négatifs	Mineure	Locale	Moyenne	Court-terme
	Risque d'accident de travail		Mineure	Locale	Moyenne	Court-terme
	Risque d'affectation de maladies respiratoires aigues pour les travailleurs		Majeure	Locale	Moyenne	Court-terme
	Risques de litiges fonciers avec ou dans la population		Majeure	Locale	Faible	Long-terme
	Risque de conflits entre les travailleurs		Mineure	Ponctuelle	Faible	Court-terme

Impacts potentiels	Actions environnementales / mesures d'atténuation
Pollution de l'air (poussières, émissions de gaz d'échappement)	Entretiens réguliers des engins, arrosage des voies de circulation, limitation de vitesse
Destruction de la flore	Reboisement et mise en place de verdures autour des bâtiments d'exploitation
Modification de la structure du sol, érosion et pollution des sols par des fuites de fluides (huiles de vidanges, carburant) émanant des engins	Mise en place d'un système de collecte et gestion des déchets (principalement solides) des travaux et élaboration d'un plan de remise en état du sol
Dégradation de l'habitat naturel, du patrimoine et affection de la faune	Programme de sensibilisation des travailleurs sur l'importance de la préservation de la faune, reboisement, réhabilitation de l'habitat faunique, interdiction du braconnage
Pollutions causées par le rejet des déchets des travaux et du personnel sur le lieu de travail	Mise en place d'un système de collecte et de gestion des déchets puis sensibilisation des travailleurs à l'adoption de cette mesure corrective
Nuisances sonores causées par les engins	Réglementation et sensibilisation des conducteurs des engins pour la limitation des émissions sonores. Réalisation des activités engendrant une forte pollution sonore en dehors des heures de repos et prioriser le choix des engins moins bruyants.
Risque d'accident de travail	Doter le personnel du chantier des équipements de protection individuels (EPI). Marquer le chantier des panneaux de signalisation adéquat. Respecter les horaires de travail pour tout le personnel.
Risque d'affectation de maladies respiratoires aigues pour les travailleurs	Mise en place d'un système d'arrosage réguliers du site et sensibilisation des travailleurs à ne pas trop s'exposer aux causes de ces maladies respiratoires.
Risques de litiges fonciers avec ou dans la population	Implication des autorités communales, coutumières et religieuses dans le processus de sélection du site ainsi que tout autres facteurs qui pourraient engendrés des conflits

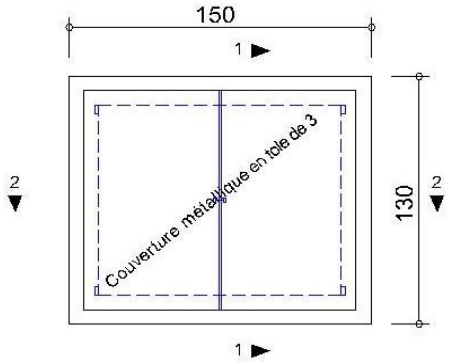
Annexe 7 : Carnets des nœuds

N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
06		1	adaptateur à bride DN 160	02
		2	adaptateur à bride DN 250	01
		3	Té égale à 3 Brides DN 250	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 250	03
		5	Cône Fte reduit 2B DN 240/150	02
			Boulon 20/90	24
			bloc de butée	01
16		1	adaptateur à bride DN 90	01
		2	adaptateur à bride DN 63	02
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN80/60	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 80	01
		5	Cône Fte reduit 2B DN 80/60	01
			Boulon 16/80	24
			bloc de butée	01
12		1	adaptateur à bride DN 110	01
		2	adaptateur à bride DN 90	01
		3	Coude 1/4 fonte 2 Brides DN 100	01
		4	Cône Fte reduit 2B DN 100/90	01
			Boulon 16/80	20
			bloc de butée	01
02		1	adaptateur à bride DN 63	02
		2	Coude 1/4 fonte 2 Brides DN 63	01
			bloc de butée	01
			Boulon 16/80	16

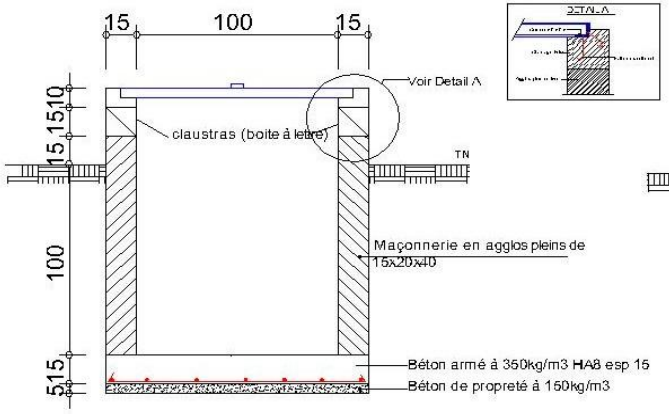
Annexe 8 : Plans graphiques



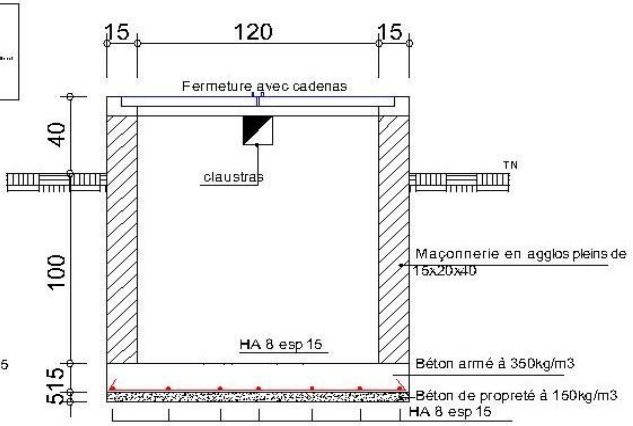
2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO CHATEAU D'EAU METALLIQUE DE 100 m3 COUPE A-A, DETAILS, VUE DE DESSUS	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°1



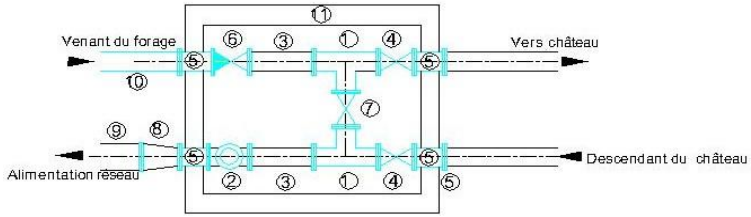
VUE EN PLAN



COUPE 1-1



COUPE 2-2



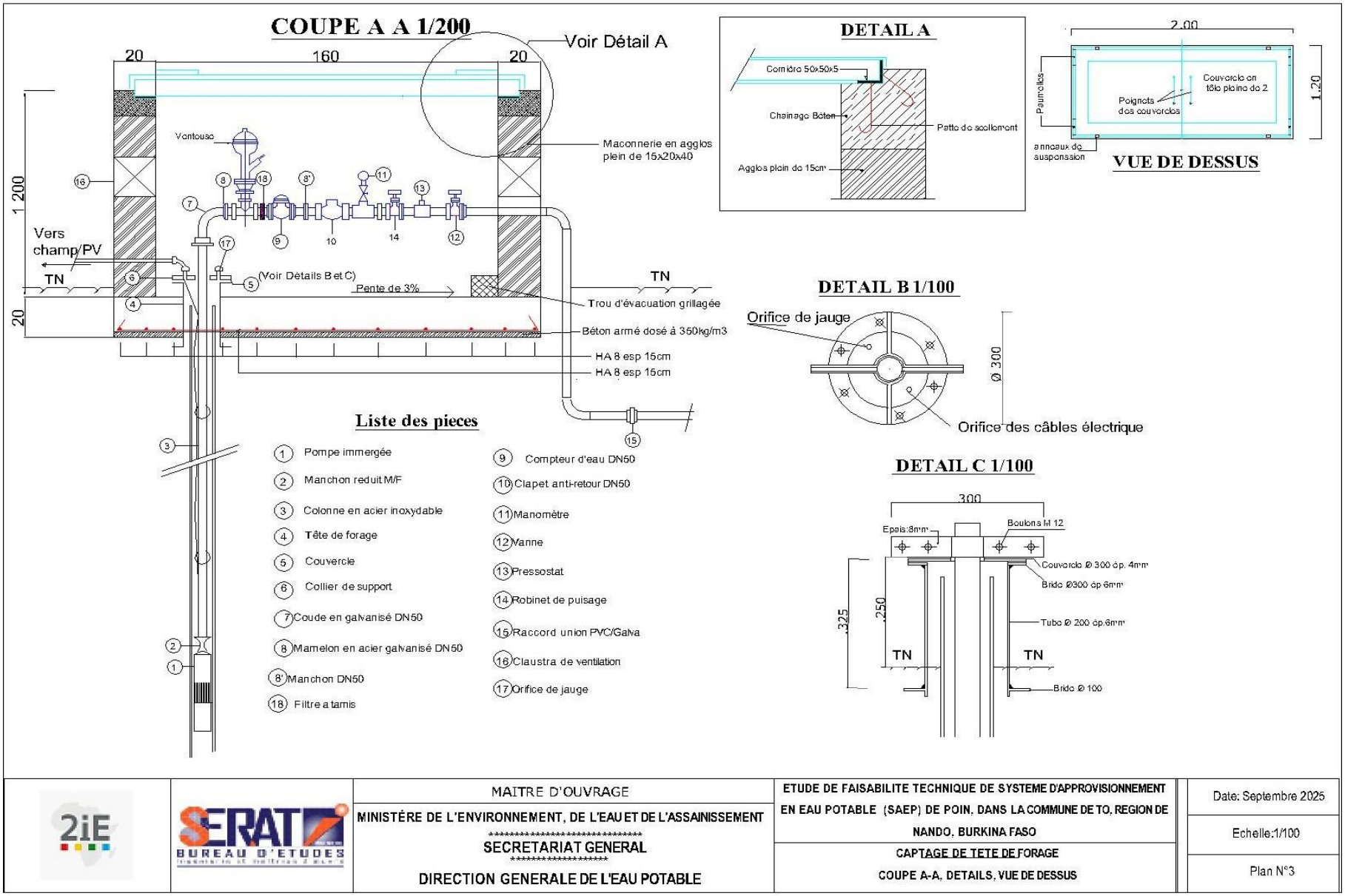
SCHEMA DES PIECES DU BY-PASS

NB: Toutes les pièces dans le regard sont en fonte de diamètres équivalents aux conduites de distribution/refoulement en PVC

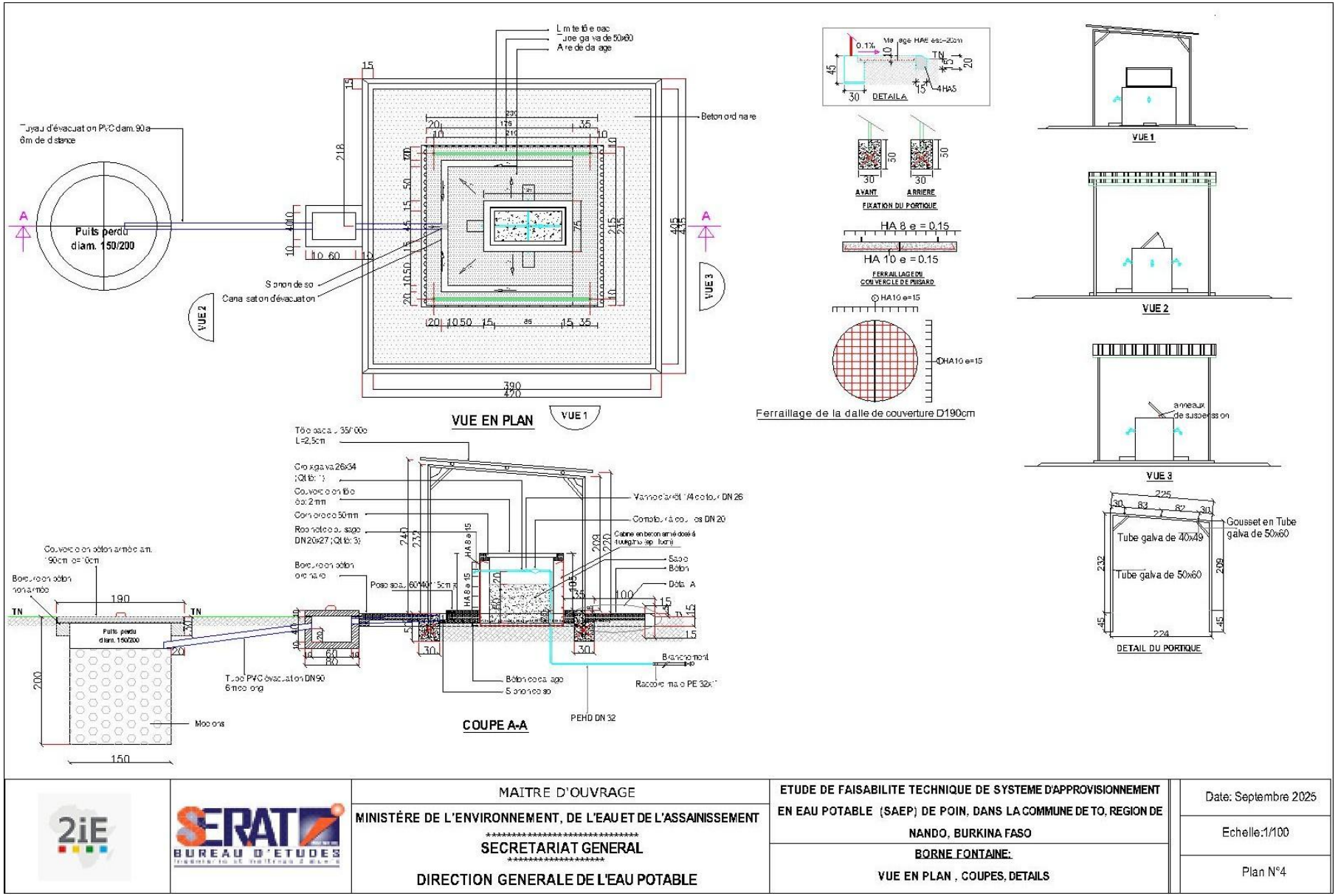
LEGENDE

① Té égal en fonte DN100: 02
② Compteur DN80: 01
③ Manchettes en fonte DN80: 02 Long.50cm
④ Vanne en fonte DN100:02
⑤ Manchettes (facultatif)
⑥ Clapet anti-retour en fonte DN100: 01
⑦ Vanne en fonte DN100:01 Butée massive en bas
⑧ Divergent en fonte DN100/100:01
⑨ Tuyau PEHD DN160 PN10
⑩ Tuyau PEHD DN90 PN16
⑪ Regard by-pass en maçonnerie d'agglos plein de 20cm

	MAITRE D'OUVRAGE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO	Date: Septembre 2025
	MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	REGARD BY-PASS: PLAN, COUPES, DETAILS	Echelle:1/100 Plan N°2

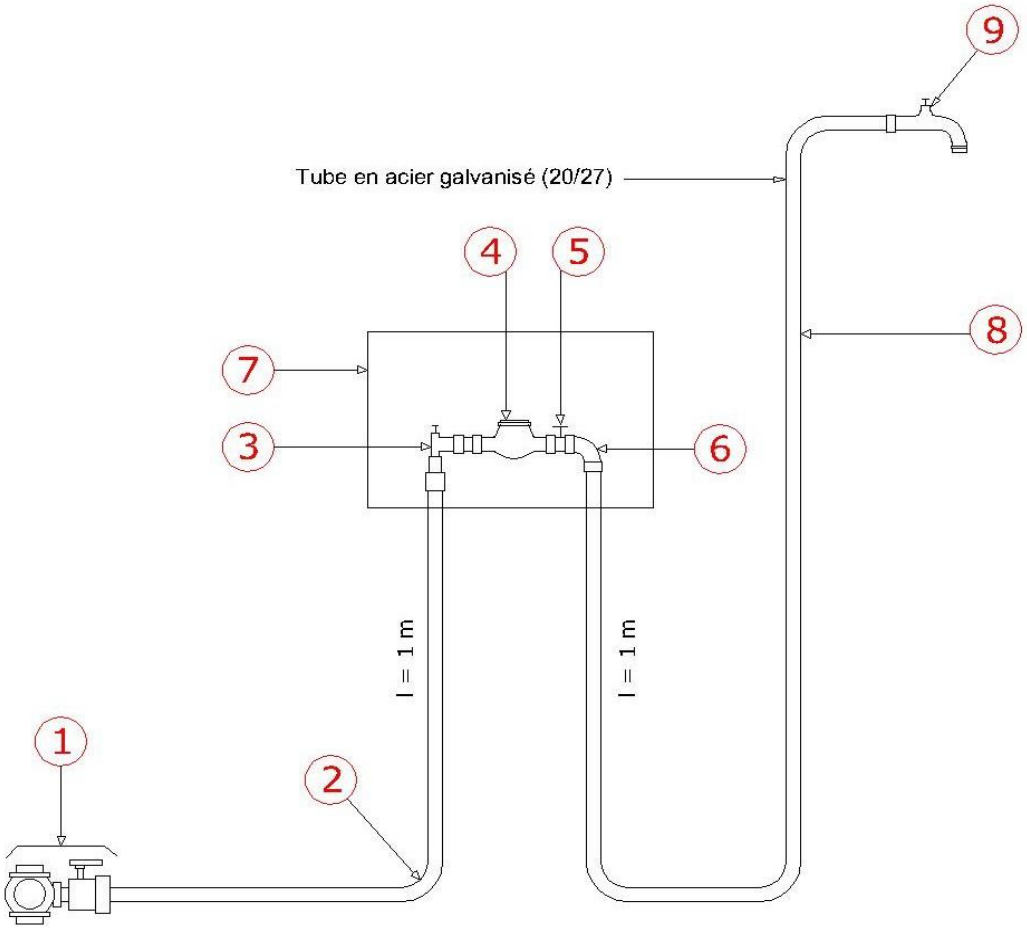


2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO CAPTAGE DE TETE DE FORAGE COUPE A-A, DETAILS, VUE DE DESSUS	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°3



2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT ********** SECRETARIAT GENERAL ********** DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO **BORNE FONTAINE:** VUE EN PLAN , COUPES, DETAILS	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°4

SCHEMA DE BRANCHEMENT 25 A 32 POUR PRISE REALISEE EN CHARGE



LEGENDE DE CONSTITUTION DU BRANCHEMENT

1 = Collier de prise en charge en polypropylène
- Robinet vanne à boisseau sphérique en PVC
- Raccord en polypropylène à compression pour PE à enterrer

2 = Tube PE Ø 32 mm

3 =Robinet équerre avant compteur

4 = Compteur de 15 à 20cm du TN

5 = Vanne d'arret

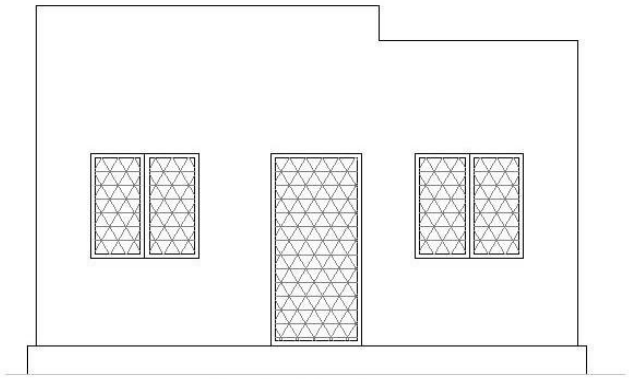
6 = Coude galva

7 = Regard de comptage en béton préfabriqué

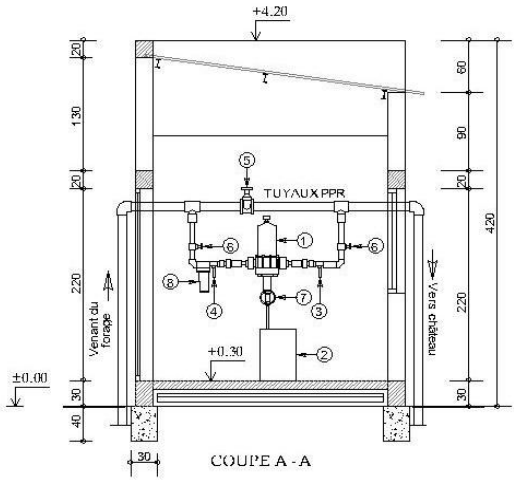
8 = Lyre en acier galvanisé avec robinet de puisage à potence
- Robinet situé à 80cm au dessus du sol (3 m)

9 = Robinet de puisage situé à 80cm au dessus du sol

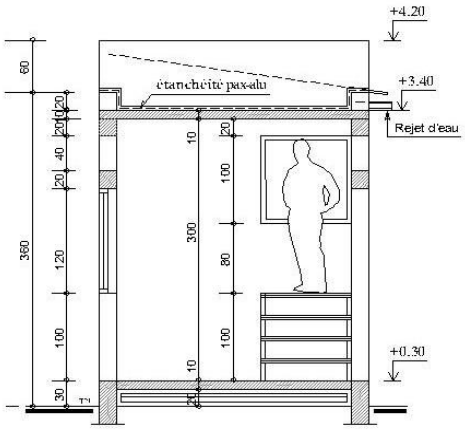
2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO BRANCHEMENT PARTICULIER	Date: Septembre 2025 Plan N°5



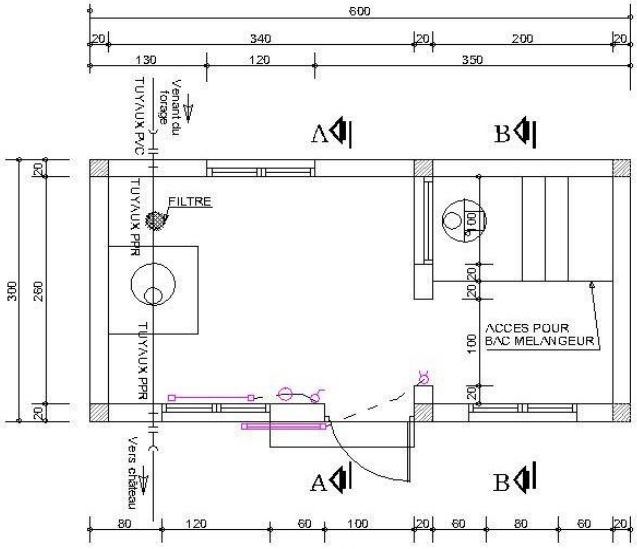
FACADE PRINCIPALE



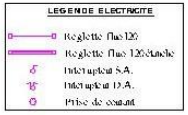
COUPE A - A

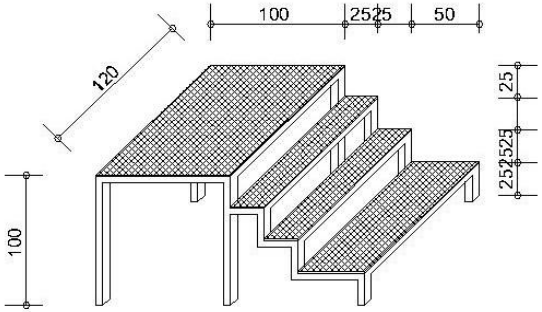


COUPE B - B



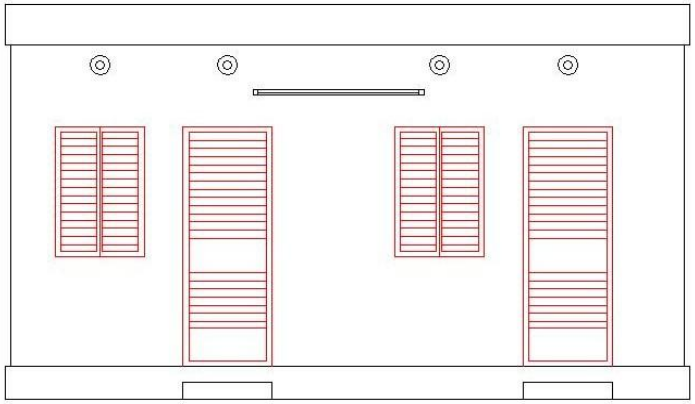
PLAN DE NIVEAU



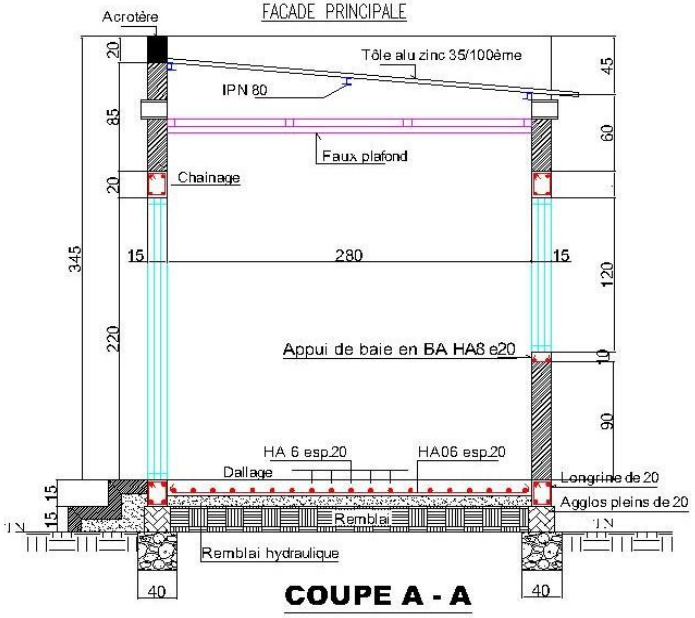


ACCES POUR BAC MELANGEUR

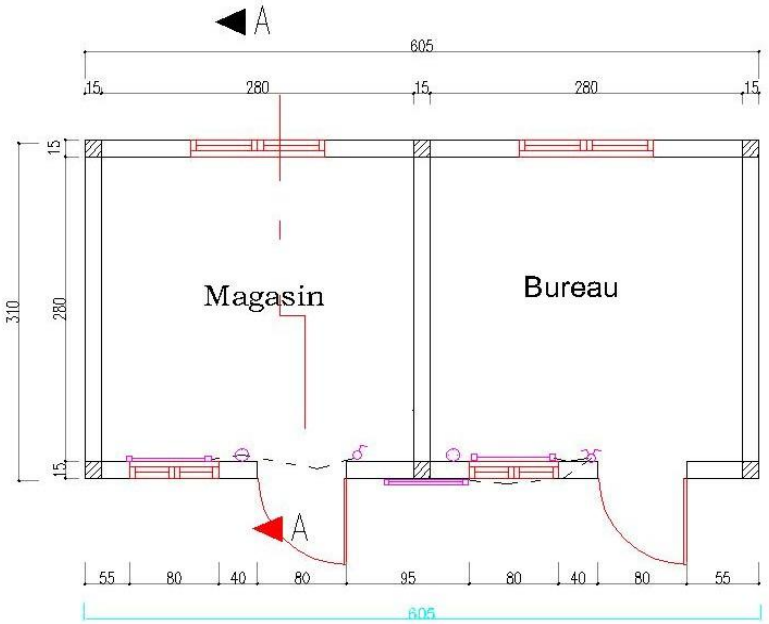
2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO LOCAL TRAITEMENT FACADE PRINCIPALE, PLAN DE NIVEAU, COUPES A-A/B-B , ACCES POUR BAC MELANGER	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°6



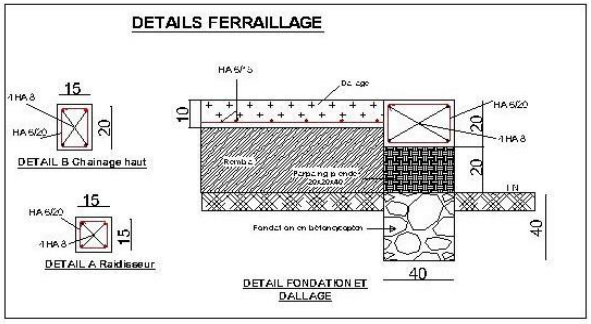
FACADE PRINCIPALE



COUPE A - A



PLAN DE NIVEAU



LEGENDE ELECTRICITE

Reglette fluo 120

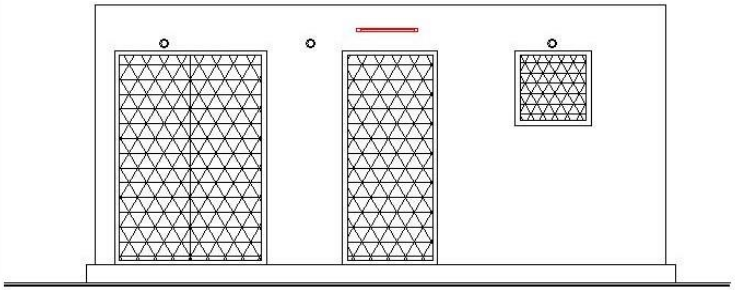
Reglette fluo 120 étanche

Interrupteur S.A.

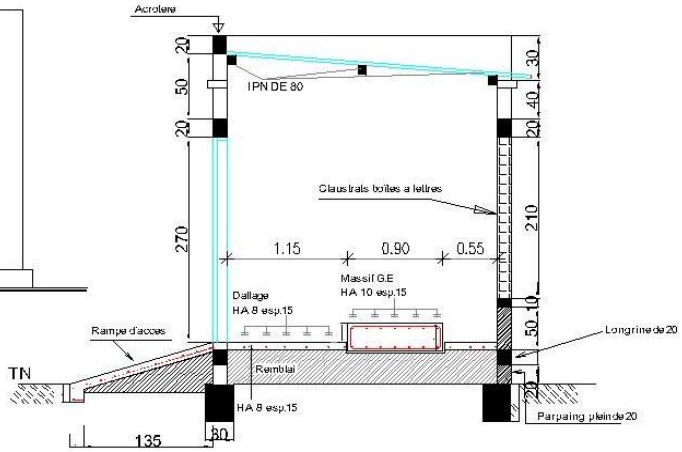
Interrupteur D.A.

Prise de courant

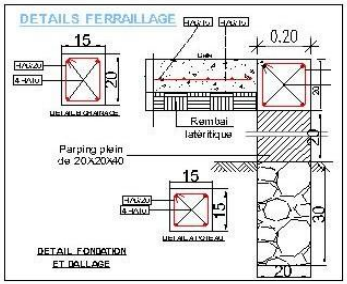
2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO LOCAL BUREAU /MAGASIN FACADE PRINCIPALE, PLAN DE NIVEAU, COUPE A-A , DETAILS FERRAILLAGES	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°7

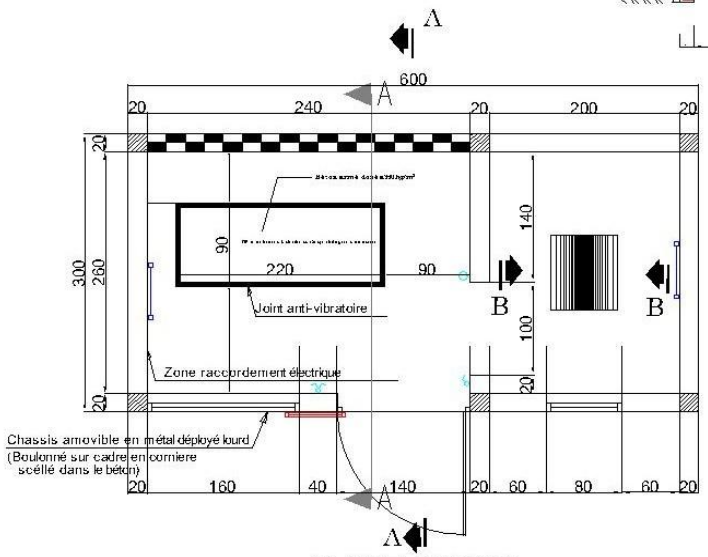


FACADE PRINCIPALE

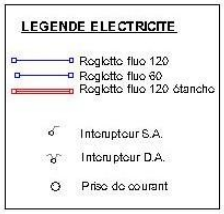


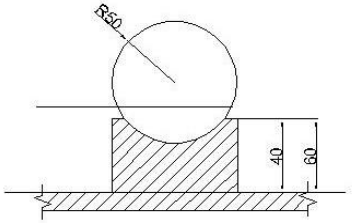
COUPE A-A



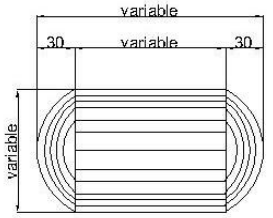


PLAN DE NIVEAU





COUPE B B

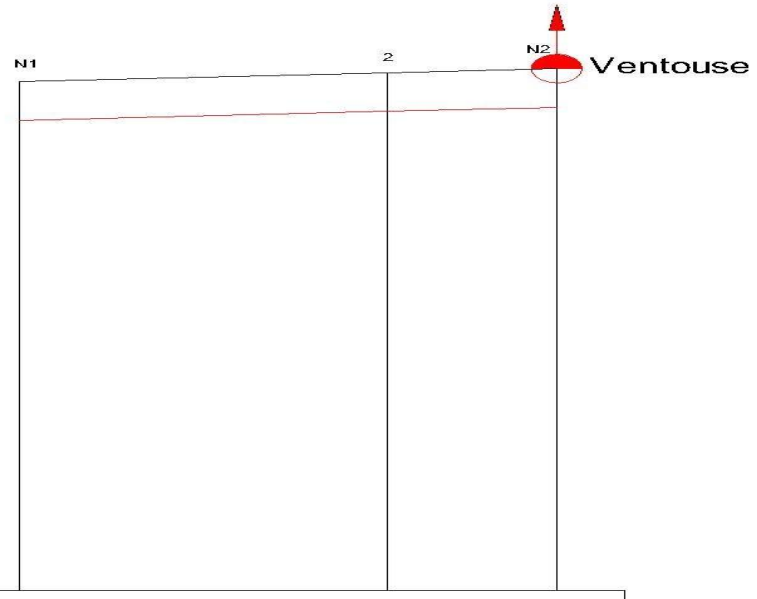


Reservoir

2iE	SERAT BUREAU D'ETUDES	MAITRE D'OUVRAGE MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT, DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL DIRECTION GENERALE DE L'EAU POTABLE	ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE DE SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE (SAEP) DE POIN, DANS LA COMMUNE DE TO, REGION DE NANDO, BURKINA FASO LOCAL GROUPE ELECTROGENE FACADE PRINCIPALE, PLAN DE NIVEAU, COUPE A-A/B-B DETAILS FERRAILLAGE	Date: Septembre 2025 Echelle:1/100 Plan N°10

Annexe 9 : Profil en long

Profil entre les noeuds N1-N2



Distribution

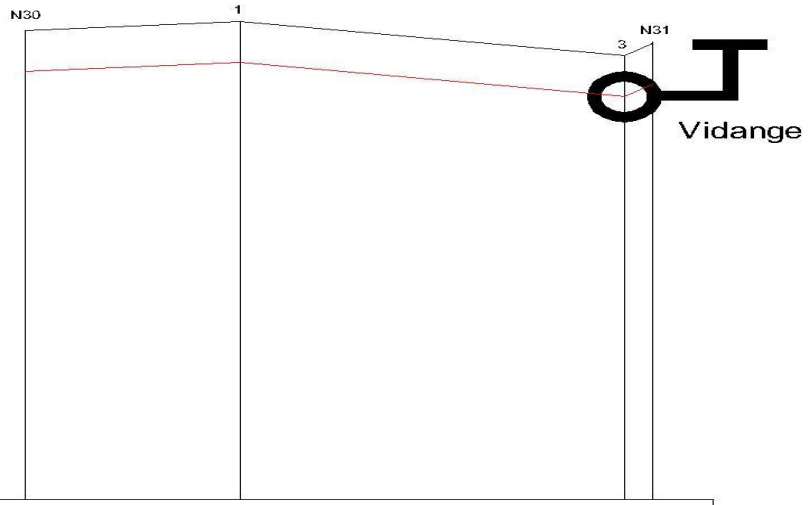
Profil N°001

Echelle horizontale : 1/1000
Echelle verticale : 1/100
PC : 318.00 m

Numéros de points de profils	N1	2	N2
Altitudes T.N.	331.09	331.33	331.42
Altitudes Projets	330.09	330.33	330.42
Distances partielles		54.507	25.003
Distances cumulées	0.000	54.507	79.510
Alignements et courbes		RAMPE L = 79.510 m P = 0.418 %	

Profil entre les noeuds N30-N31

Distribution



Profil N°002

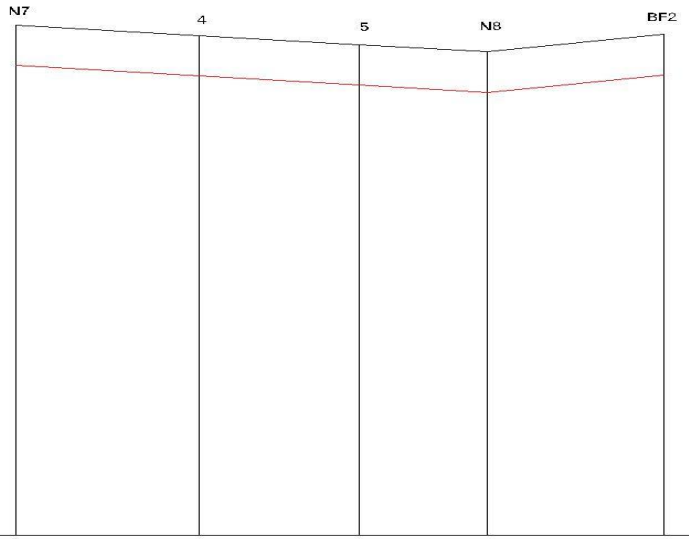
Echelle horizontale : 1/1000
Echelle verticale : 1/100
PC : 290.00 m

Numéros de points de profils	N30	1	3 N31
Altitudes T.N.	301.51	301.73	300.90 301.20
Altitudes Projets	300.51	300.73	299.90 300.20
Distances partielles		35.603	63.614 1.586
Distances cumulées	0.000	35.603	99.217 103.916
Alignements et courbes		RAMPE L = 35.603 m P = 0.828 %	PENTE L = 63.614 m P = -1.306 %

Profil entre les noeuds N7-BF2

Distribution

Profil N°003



Echelle horizontale : 1/1000
Echelle verticale : 1/100
PC : 295.00 m

Numéros de points de profils	N7	4	5	N8	BF2
Altitudes T.N.	307.66	307.39	307.17	306.99	307.42
Altitudes Projets	306.66	306.39	306.17	305.99	306.42
Distances partielles		31.220	27.221	21.607	29.972
Distances cumulées	0.000	31.220	58.441	80.048	110.021
Alignements et courbes		PENTE L = 80.048 m P = -0.837 %			RAMPE L = 29.972 m P = 1.449 %