



ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE POUR LA REALISATION D'UN SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE SIMPLIFIE (AEPS) DANS LE VILLAGE DE DOUBGHIN-OUANTANGHIN, COMMUNE DE TENKODOGO DANS LA REGION DU CENTRE-EST DU BURKINA FASO

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

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

Présenté publiquement le 24 janvier 2025 par

TIENDREBEOGO Palingwendé Joséphate (20170562)

Directeur de mémoire : Dr. Harinaivo Anderson ANDRIANISA, Maitre Conférences (CAMES), Enseignant chercheur en Eau et Assainissement Urbain

Encadrant 2iE : Dr. Moussa Diagne FAYE, Maitre-Assistant (CAMES), Enseignant chercheur en hydraulique et hydrogéologie

Maitre de stage : Monsieur W. Auguste Josué SANKARA, ingénieur des travaux

Structure d'accueil du stage : Agence de Construction Métallique Générale (ACMG)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Mahamadou KOITA

Membre et correcteur : M. Hamed Ali SAHAD

Dr. Moussa Bruno KAFANDO

DEDICACE

*Je dédie ce mémoire à la grâce de DIEU, sans
QUI ce parcours ne serait possible, à ma
regrettée maman et grande mère dont leur
soutien et amour ont affectueusement marqué
ma vie. J'exprime également ma profonde
gratitude à mes parents, à mes frères, pour
leur appui pour l'aboutissement de ce travail.
Que DIEU vous bénisse.*

REMERCIEMENT

Ce mémoire marque la fin de ma formation de master à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la qualité des cours et du suivi dont j'ai bénéficié ;
- Docteur **Harinaivo Anderson ANDRIANISA**, mon directeur de mémoire pour les directives ;
- Docteur **Moussa Diagne FAYE**, mon encadreur ayant fait preuve d'une grande détermination pour me soutenir tout au long de ce document ;
- L'Atelier de Construction Métallique Générale (ACMG) qui m'a offert la chance de réaliser ce stage au sein de l'entreprise ainsi que son accueil chaleureux et les soutiens continus ;
- Monsieur Amidou SAVADOGO, Directeur Général de l'ACMG, pour son accueil et soutien constant ;
- Monsieur W. Auguste Josué SANKARA, mon superviseur de stage pour sa disponibilité et son accompagnement tout au long de ce stage ;
- Je tiens également à remercier mes camarades de classe pour les bons instants que nous avons ensemble ;
- Je tiens également à remercier toutes ces personnes qui m'a apporté leur soutien d'une manière ou d'une autre pour l'aboutissement de ce voyage ;
- Ma famille pour son soutien indéfectible durant cette aventure.

.

RESUME

Le village de Doubghin-Ouatanghin, situé dans la commune rurale de Tenkodogo, compte **2593** habitants qui rencontrent des difficultés d'accès à l'eau potable. Afin de garantir l'accès à l'eau potable, conformément au PN-AEP, la MEEA, par le biais de la DREA-Centre-Est, a initié une analyse de faisabilité pour mettre en place un Système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié dans le village. Le projet sera en mesure de répondre aux besoins en eau potable de **90%** d'une population estimée à 4533 habitants en **2050**, avec une demande quotidienne de **128,54 [m³]**. Les Bornes Fontaine (BF) recevront **20 [l/j]** et les Branchements Particuliers (BP) **25 [l/j]**. Un nouveau forage de **6 [m³/h]** sera utilisé pour pomper l'eau dans le processus d'exploitation. Une pompe immergée Grundfos SP7-12 sera alimentée par un système hybride composé **2,5 [kW]** d'énergie photovoltaïque et de **11 [kVA]** thermique de production. Ce dispositif va générer une Hauteur Manométrique Totale de **56 [m]**. L'eau sera projetée sur une distance de **324 [m]** afin d'alimenter un réservoir métallique de **50 [m³]** ayant une hauteur sous radier de **12 [m]** au-dessus du sol. La conduite d'adduction est en **PVC PN16 DN 90 [mm]** de diamètre. La distribution sera sur une distance de **2929 [m]** pour alimenter six **(06)** BF munie de trois **(03)** robinets, débitant **0,25 [l/s]** chacun. Le système sera capable de desservir **317** BP dont **27 fonctionnent simultanément** au robinet de **0,25 [l/s]** chacun. Les conduites de distribution seront en **PVC PN10, DN 63 à 110 [mm]**. Les couts de réalisation du projet s'élèvent à **181 437 567 [F CFA TTC]** et par un contrat d'affermage, un opérateur privée assurera la gestion de l'AEPS. On estime le cout de production d'un mètre cube à **312[F CFA]**. Toutes fois pour assumer les couts d'exploitation, de maintien des installations et assurer la rentabilité du projet, le cout d'un mètre cube d'eau sera fixé à **400 [F CFA]**.

Mots clé

1-Approvisionnement en Eau Potable Simplifié

2-Réservoir métallique

3-Forage

ABSTRAT

The village of Doubghin-Ouatanghin, located in the rural commune of Tenkodogo, has a population of **2593** people facing challenges in accessing safe water. To address this issue and alignment with the National Program for Drinking Water Supply (PN-AEP°), the Ministry of Water and Sanitation (MEA), through the Regional Directorate for Water and Sanitation (DREA) of the Center- East Region, has launched a feasibility study to implement a Simplified Drinking Water Supply System (AEPS) in the village. The project is designed to meet the potable water needs of **90%** of an inestimated population of **4533** by the year **2050**, with a projected daily demand of **128.54** cubic meters [m³]. The public standpipes (BF) water consumption will be **20 [L/day]** per person. The private connection (BP) water will be **25 [L/day]** per person. A new borehole with a pumping capacity of **6[m³/h]** will be installed. Water will be pumped using a **Grundfos SP7-12** submersible pump, powered by a hybrid energy system consisting of, a **2.5 kW** photovoltaic array and a **3-kVA** thermal generator. The system will deliver a Total Dynamic Head (TDH) of **56 [m]**. The water will be transported over a distance of **324 meters[m]** to supply a **40 cubic meter [m³]** metallic reservoir, elevated **12 meters [m]** above ground level. The transmission pipeline will be made of **PVC PN16 DN90[mm]**. The water distribution network will cover a distance of **2928 [m]**, supplying **(06)** public standpipes, each equipped with three (03) taps delivering a flow of **0.25[l/s]** per taps. The system is also designed to accommodate **317** private connection, with simultaneous operation of **27** connections, each delivering a flow rate of **0.25 [l/s]**. the distribution pipelines will be constructed using **PVC PN10 DN63 to 110 mm**. The total project cost is estimated at **181 437 567 CFA** (inclusive of taxes). Under a lease contract, a private operator will be responsible for managing the AEPS system. The cost of producing one cubic meter of water is estimated at **312 CFA francs**. However, to cover operational and maintenance expenses and ensure project rentability, the tariff for cubic meter of water will be set at **400 CFA francs**.

Keyword

1-Simplified Drinking Water Supply system

2-Metallic reservoir

3-Borehole

ABREVIATIONS

2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
ACMG	Atelier de Construction Métallique Générale
AEP	Approvisionnement en Eau Potable
AEPS	Approvisionnement en Eau Potable Simplifiée
AFDH	Approche Fondée sur les Droits Humains
BF	Borne Fontaine
BP	Branchement Privé
DGEP	Direction Générale de l'Eau Potable
DN	Diamètre Nominal
DREA	Direction Régionale de l'Eau et de l'Assainissement
HG	Hauteur Géométrique
HMT	Hauteur Manométrique totale
INOH	Inventaire des Ouvrages Hydraulique
mCE	Mètre Colonne d'Eau
MEEA	Ministère de l'eau de l'Environnement et de l'Assainissement
ODD	Objectif de Développement Durable
OMS	Organisation Mondiale de la Santé
ONEA	Office Nationale de l'Eau et de l'Assainissement
SAEP	Système d'Approvisionnement en Eau Potable
PCD	Plan Communautaire de Développement
PM	Puits Moderne
PMH	Pompe à Motricité Humaine
PN-AEP	Politique National d'Alimentation en Eau Potable
PVC	Poly Chlorure de Vinyle
RGPH	Recensement General de la population et de l'habitat
RN	Route Nationale
TN	Terrain Naturel

FICHE SYNOPTIQUE

Fiche technique	
Localisation	
Nom du village du site	Doubghin- Ouatinghin
Région/Province/commune	Centre Est /Boulgou/Tenkodogo
Château d'eau	
Type	Métallique de forme cylindrique
Volume (m ³)	40
Hauteur sous radier (m)	12
Réseau de refoulement	
Nature des conduites	Tuyaux PVC PN16 de longueur totale de 324 m
	DN 90 : 324 m
Réseau de distribution	
Type de réseau	Ramifié
Nature des conduites	Tuyaux PVC PN10 de longueur totale de 2929 m
	DN 110 : 352m
	DN 90 : 102 m
	DN 63 : 2475 m
Forage	
Nombre de forage	1
Débit d'exploitation	6 m ³ /h
Niveau statique	-
Niveau dynamique	35 m
Profondeur du forage	50 m
Pompe	
Débit (Q)	6,5 m ³ /h
Hauteur manométrique totale (HMT)	56 m
Marque /Type	GRUNDFOS / SP7-12
Puissance nominale (Pn)	1.5kW
Bornes fontaines et branchements particuliers	
Nombre de BF	06 BF de 03 robinet chacun
Nombre de BP démarrage / horizon	28 / 317
Alimentation du système en énergie	
Type	Hybride : Solaire et Groupe électrogène
Puissance du champ solaire / type module	2,5 KWc / module monocristallin de 250 Wc

Puissance du groupe électrogène / type	11 KVA / Diesel
Cout du projet et mode gestion	
Cout du projet	En H TVA : 153 760 650 FCFA
	En TTC : 181 437 567 FCFA
Prix de revient du m3 d'eau	400
Mode de gestion	Affermage

DEDICACE	I
REMERCIEMENT	II
RESUME	III
ABSTRAT	IV
ABREVIATIONS	V
FICHE SYNOPTIQUE.....	VI
Annexe	IX
Liste des tableaux.....	IX
Listes des figures.....	X
I. INTRODUCTION	1
II. Présentation de la structure d'accueil et la zone d'étude	3
II.1 Présentation de la structure d'accueil.....	3
II.2 Présentation de la zone d'étude	5
III. Présentation du projet	10
III.1 Contexte et justification du projet	10
III.2 Objectif général du projet.....	10
III.3 Résultats attendus.....	11
IV. Méthodologie de la conception	12
IV.1 Matériels utilisés	12
IV.2 Etat des lieux	13
IV.3 Méthodologie de conception technique du réseau	13
IV.4 Estimation des besoins en eau	18
V. Technique de dimensionnement du réseau (adduction-distribution).....	21
V.1 Réseau d'adduction	21
V.2 Diamètre des conduites d'adduction	21
V.3 Technique de dimensionnement du réservoir.....	24
V.4 Méthode de dimensionnement de la source d'énergie	25
2.1 Réseau de distribution	27
V.5 Equipement hydraulique et annexes.....	32
VI. Estimation des coûts de réalisation	35
VI.1 Charge d'exploitation.....	35
VI.2 Prix de vente de l'eau	35
VII. ETUDE DE FAISABILITE THECHNIQUE	36

VII.1	Etat des lieux	36
VII.2	Méthodologie de la conception.....	37
VII.3	Dimensionnement du réseau d'adduction.....	41
VII.4	Dimensionnement du réservoir de stockage	46
VII.5	Dimensionnement de la source d'énergie.....	47
VII.6	Dimensionnement du réseau de distribution	49
VII.7	Simulation sur epanet	53
VII.8	Equipement hydraulique et annexes	56
VIII.	Estimation des coûts de réalisation du projet	58
VIII.1	Amortissement et charge d'exploitation.....	59
VIII.2	Gestion des système AEPS.....	61
IX.	Etude d'impact environnemental	65
IX.1	Les activités source d'impact sur l'environnement.....	65
	Programme de surveillance et de suivi environnementale	66
X.	Conclusion et recommandation.....	68
	Bibliographie :	70
	Annexe	71

Annexe

Annexe 1: Estimation des couts des travaux.....	71
---	----

Liste des tableaux

Tableau 1:Ménage et Ethnies enquêtés	8
Tableau 2: Ménage et religion.....	9
Tableau 3: différents matériels pour l'étude	12
Tableau 4: taux de dessert selon le PN-AEP	13
Tableau 5 :valeur de référence du coefficient de pointe horaire	15
Tableau 6:la population suivant la subdivision administrative	19
Tableau 7:identification du nombre d'ouvrages hydrauliques	36
Tableau 8: hypothèses de l'études	37
Tableau 9:Taux d'accroissement.....	38
Tableau 10:Estimation de la population à l'horizon du projet	38
Tableau 11:Taux de dessert à l'horizon du projet	39
Tableau 12:Besoin en eau de la population.....	40
Tableau 13:Conduite du réseau d'adduction.....	42
Tableau 14:L'exhaure et colonne montante	42
Tableau 15:Dispositif anti-bélier.....	43
Tableau 16: les valeurs pour la détermination du point de fonctionnement	44
Tableau 17:Caractéristiques de la pompe	45

Tableau 18:Caractéristique du réservoir	46
Tableau 19: Système de traitement de l'eau	46
Tableau 20:Débit de dimension du réseau de distribution	51
Tableau 21:Dimension de la fouille	56
Tableau 22: estimation des couts de réalisation des projets.....	58
Tableau 23: cout de l'amortissement et la charge d'exploitation.....	59
Tableau 24: prix de vente d'un mètre cube d'eau	61
Tableau 25 : Modes de gestion des AEPS.....	63
Tableau 26:plan de suivi environnemental	66

Listes des figures

Figure 1: organigramme de ACMG ; mai 2024 (source ACMG)	4
Figure 2: localisation de la zone d'étude	5
Figure 3: disposition des conduites dans	34
Figure 4: évolution de la population à l'horizon du projet	39
Figure 5: point de fonctionnement de la pompe	44
Figure 6:Choix du générateur solaire.....	47
Figure 7: choix de l'onduleur	48
Figure 8: choix du groupe électrogène.....	48
Figure 9: tracé du réseau	49
Figure 10: simulation du réseau sur Epanet	53
Figure 11: comparaison de la vitesse calculée et simulée.....	54
Figure 12: corrélation entre les vitesses	54
Figure 13: comparaison de la pression calculée et simulée	55
Figure 14: corrélation entre les pressions	55
Figure 15: plan d'élévation du château, vue de dessus, coupe B-B et transversal	79
Figure 16 : grillage de clôture du château.....	80
Figure 17:plan d'élévation de mur des locaux.....	81
Figure 18: pose des conduites	82
Figure 19: local bureau/gardien	83
Figure 20:local groupe électrogène.....	84
Figure 21: borne fontaine.....	86
Figure 22: latrine WIP	87
Figure 23: carnet des nœuds	91
Figure 24: Réseau hydraulique de l'AEPS	89
Figure 25 : profil en long du nœud	92

I. INTRODUCTION

Dans un contexte de changement climatique et de pression démographique croissante, l'accès à une eau potable de qualité constitue un enjeu majeur pour le développement durable des communautés rurales. Le Burkina Faso, notamment dans ses zones rurales, fait face à des défis significatifs en matière d'approvisionnement en eau potable. En 2022, le taux d'accès à l'eau potable s'établissait à 78.3% au niveau national (DGEP, 2023). Cependant, cette moyenne masque des disparités importantes : alors que seulement 7,98 % des populations urbaines n'ont pas un accès adéquat à l'eau potable, ce chiffre grimpe à 30,36 % dans les zones rurales, où résident les populations les plus vulnérables. Ces inégalités soulignent la nécessité de mettre en œuvre des interventions spécifiques et adaptées pour répondre aux besoins urgents en eau potable des localités rurales. Face à ces enjeux, le gouvernement burkinabé, à travers le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP), tout en s'inscrivant dans le cadre de l'Approche Fondée sur les Droits Humains (AFDH), bénéficie d'un appui budgétaire sectoriel des bailleurs de fonds pour financer la construction et la modernisation d'infrastructures d'approvisionnement en eau potable en milieu rural. Au titre de l'année 2024, ces subventions permettent de développer des actions concrètes visant à améliorer la disponibilité, l'accessibilité et la qualité de l'eau potable. En alignement avec l'Objectif de Développement Durable 6 (ODD6), le PN-AEP ambitionne d'ici 2030 d'assurer un accès universel et équitable à l'eau potable et à l'assainissement, tout en promouvant une gestion durable des ressources hydriques. Dans ce cadre, la Direction Régionale de l'Eau et de l'Assainissement (DREA-CES) a obtenu un financement pour la réalisation de cinq lots d'infrastructures d'approvisionnement en eau. Ce mémoire se concentre spécifiquement sur le lot 5, portant sur la faisabilité technique d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) dans le village de Doubghin-Ouantanghin. Ce village, comme de nombreuses localités rurales au Burkina Faso, fait face à une insuffisance des ouvrages d'approvisionnement à l'eau potable, limitant leur développement socio-économique.

L'objectif principal de notre travail est de développer une solution technique viable, capable de répondre aux besoins croissants de la population en eau potable, tout en tenant compte des contraintes économiques, climatiques et environnementales locales. Ainsi il est impératif d'identifier des solutions techniques qui soient à la fois adaptées aux besoins spécifiques de la population et conformes aux politiques nationales en matière d'eau et d'assainissement. La

question centrale de ce mémoire est donc : comment concevoir et réaliser un système d'AEPS qui soit techniquement faisable, économiquement viable et respectueux de l'environnement, afin de satisfaire les besoins de la population en matière d'eau potable dans le village de Doubghin-Ouantanghin ?

Afin de répondre à cette ultime question, notre mission consistera à évaluer en premier lieu les besoins en eau suivi d'un dimensionnement d'un système d'AEPS adapté. En second lieu, nous nous intéresserons à l'étude économique du projet puis nous terminerons par une étude d'impact environnemental.

II. Présentation de la structure d'accueil et la zone d'étude

II.1 Présentation de la structure d'accueil

L'ACMG fondé en 2002, est une entreprise dynamique qui évolue dans la métallurgie. Avec une expérience de plus de deux décennies, elle s'est distinguée par la qualité de ses prestations, ce qui lui a permis de bâtir une réputation fiable et respectée dans son domaine. En plus de la métallurgie l'entreprise évolue également dans le secteur de l'eau. Elle a su nouer des partenariats solides avec des acteurs majeurs de l'eau. Parmi ces partenaires, se trouvent l'ONEA et l'ONG Water Aid, deux entités reconnues pour leurs engagements envers l'accès à l'eau potable et à l'assainissement. Cette collaboration illustre non seulement son expertise, mais aussi son rôle dans la promotion de l'accès à l'eau potable et l'assainissement.

Elle s'engage ainsi a contribué à des projets d'envergure qui ont un impact positif sur les communautés, en améliorant leur accès à l'eau potable et en soutenant les initiatives du développement durable.

II.1.1 Domaines d'intervention de l'ACMG

L'entreprise intervient dans plusieurs domaines :

- La conception et réalisation en chaudronnerie et construction métallique : château d'eau, bache d'eau, cuves, abreuvoir ;
- La conception, dimensionnement de système d'adduction en eau potable simplifié, poste d'eau autonome ;
- La réalisation des pompes à motricité autonome ;
- La réalisation des travaux d'aménagement agricoles et barrages,
- La gestion de l'affermage des AEPS ;
- Le Génie civil.

II.1.2 Organigramme

L'organigramme interne de ACMG se présente comme suit :

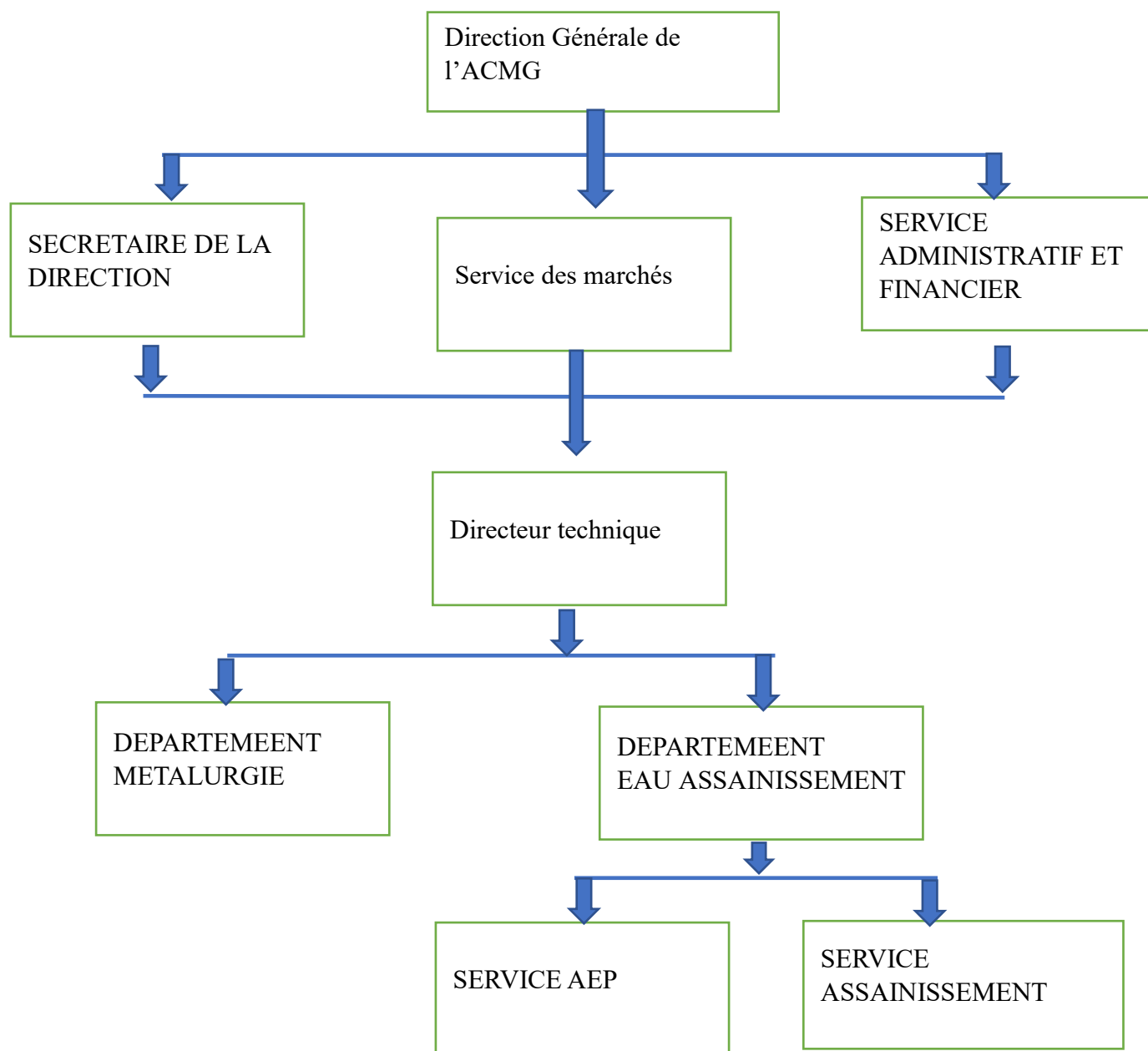


Figure 1: organigramme de ACMG ; mai 2024 (source ACMG)

II.2 Présentation de la zone d'étude

II.2.1 Localisation de la zone

Notre projet se déroule dans le village de Doubghin-Ouatanghin distant de 15 km de Tenkodogo, dans la commune rurale de la province de Boulgou ; dans la région du Centre-Est au Burkina Faso. Elle est située environ 185km de Ouagadougou la capitale, à 105km au Nord de la frontière avec le Togo et à 80km de la frontière avec le Ghana[1] . La commune s'étend sur une superficie de 1147km² et occupe une position géostratégique favorisant les échanges entre le Togo et le Ghana, en raison de son statut et de son emplacement. Deux voies principales traversent la commune qui sont la RN16 de direction Nord-Sud et la RN17 de direction Ouest-Est[2].

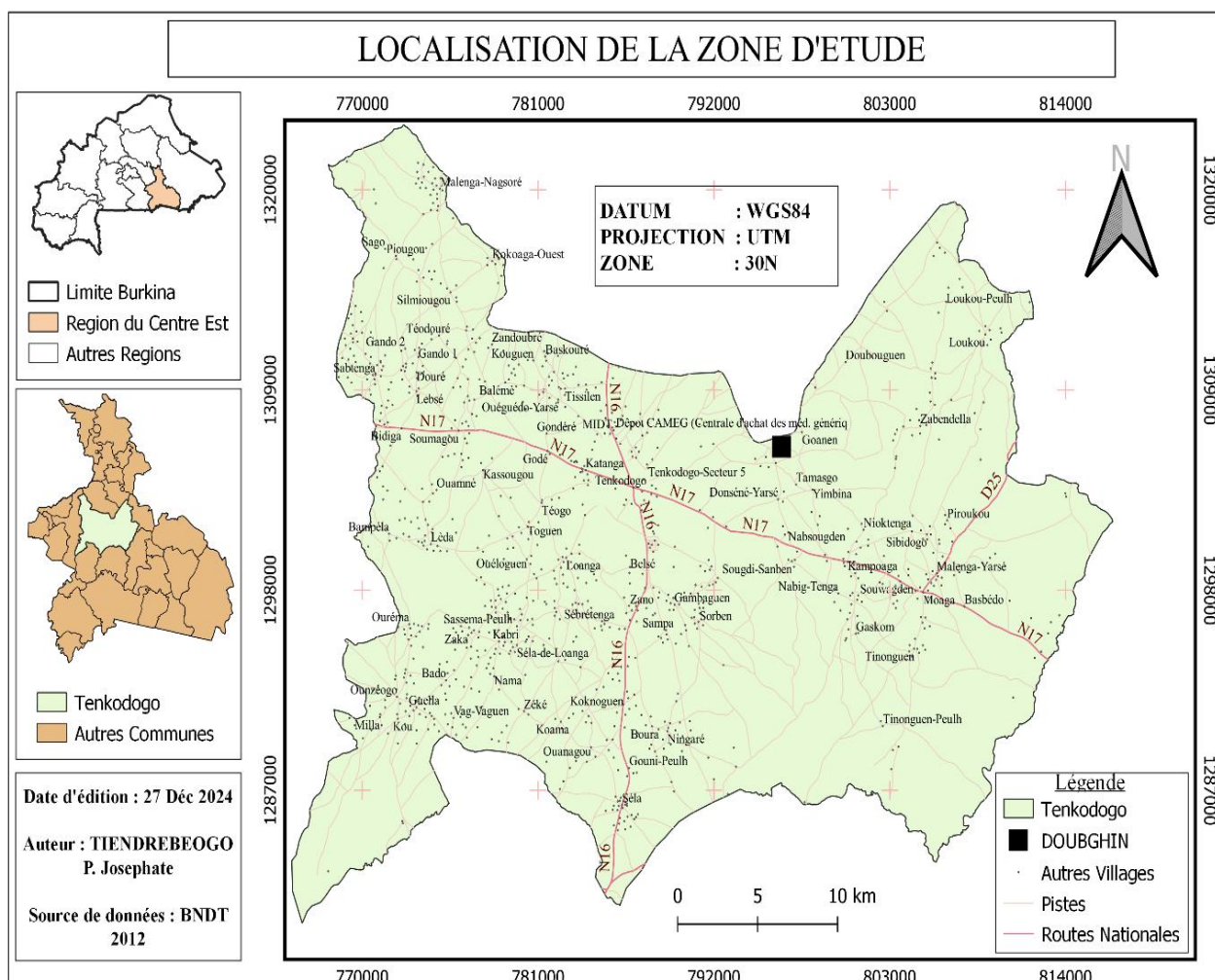


Figure 2: localisation de la zone d'étude

II.2.2 Présentation du cadre physique de la zone

II.2.2.1 Relief et sols

Le relief et le sol sont des facteurs qui influencent l'implantation de la population et par ricochet la répartition de la population dans les différentes parties du territoire régional.

➤ Relief

Le relief du village de Doubghin-Ouantanghin se distingue par une structure globalement plane, marqué par des élévations légères qui dominent la pénéplaine de 10 à 50 m. On constate aussi des crevasses et des zones ravinées occasionnant des stagnations d'eau en saison de pluie : des marécages.

➤ Sols

Les sols rencontrés dans le village de Doubguin-Ouantangin à l'instar des autres villages de la commune comportent quatre grands types de sols qui sont :

- **Les sols bruns eutrophes** : Ce sont les meilleures terres et sont très recherchées par les paysans, sauf qu'ils sont rares mais sont aptes pour les cultures de sorgho, de mil, de maïs et du riz pluvial.
- **Les vertisols**. Ils sont utilisés en général dans les productions céréalières, oléagineuses et protéagineuses ;
- **Les lithosols** : On les appelle encore des sols minéraux bruts. Ces sols se caractérisent par la difficulté de pénétration des racines des plantes cultivées et la pauvreté en matière organique qui leur confèrent une valeur agronomique quasi nulle ;
- **Les sols hydromorphes** : Ces sols sont temporairement inondés par l'eau et portent traditionnellement des cultures de sorgho et de riz. Sur la ceinture des cours d'eau, ils sont utilisés dans la culture maraîchère pendant la saison sèche [3].

II.2.2.2 Climat

Le village de Doubguin-Ouantanghin, par sa localisation géographique dans la commune de Tenkodogo est situé dans le domaine climatique tropical de type soudano-sahélien. Ce type de climat se distingue par une période pluvieuse assez brève de mai à septembre et une saison sèche prolongée d'octobre à avril. La quantité de pluie se situe dans la plage de 1000 et 1300 mm/an.

Du point de vue thermique, c'est en avril-mai que les températures sont les plus élevées. Les minima (T_m) et les maxima (T_M) en avril, atteignent respectivement 25,8°C et 39,3°C. Les températures les plus faibles se manifeste entre décembre et janvier avec une moyenne de 19,4°C.[2]

II.2.2.3 Hydrographie

➤ Eau de surface

La région du Centre-Est est drainée par un réseau hydrographique dense. Cinq bassins versants se partagent la région. Il s'agit des bassins de la Noaho, de la Sirba, du Nakambé, du Oualé et du Nazinon. Sur ce réseau hydrographique, l'on compte quatre-vingt-neuf (89) plans d'eau. La superficie totale couverte par ces plans d'eau est de 26086 ha. La région du Centre-Est abrite la plus grande infrastructure hydraulique

Un réseau hydrographique dense alimente la zone du Centre-Est, la région est subdivisée en cinq grands bassins qui sont la Naoho, la Sirba, le Nakambé, le Oualé et le Nazinon. On recense quatre-vingt-neuf (89) plans d'eau dans ce réseau hydrographique. Ces plans d'eau couvrent une superficie totale de de 26086 ha. La plus grande infrastructure hydraulique du pays se trouve dans la région du Centre-Est à savoir le barrage d'hydraulique de Bagré. Concernant Doubghin-Ouatinghin, il est spécifiquement drainé par le réseau hydrographique du bassin versant du Nakambé, ce réseau hydrographique est jalonné de pentes favorisant ainsi un bon drainage des eaux pluviales. Elles s'écoulent principalement en saison des pluies. La ressource en eau de surface est donc constituée exclusivement des petits marécages non pérennes pour la plupart.[2]

➤ Eaux souterraines

Plus de 90% du territoire national est occupé par le domaine hydrogéologique cristallin. Les aléas climatiques et les pollutions ont une forte influence sur le niveau de aquifères. En fin de mars, la majorité des puits commencent à tarir. La région du Centre-Est dispose de 3230 millions de m³ d'eau souterraine dont 330 millions de m³ sont renouvelables. Les ressources en eau souterraine sont traduites empiriquement par la présence de forages et des puits.[2]

II.2.2.4 Végétation

La végétation est non seulement des formations naturelles mais aussi des formations anthropiques. On rencontre des *Balanites aegyptiaca* (dattier du dessert), *Acacia seyal* (acacia

rouge). En plus de ces espèces, on trouve dans les champs des espèces comme *Vittelaria paradoxa* (karité), *Parkia biglobosa* (néré), *Lannea microcarpa* (raisinier), *Adansonia digitata* (baobab), *Tamarindus indica* (d'intérêt alimentaire) et *Calotropis procera* (espèce colonisatrice des sols fortement dégradés).

La formation anthropique est principalement constituée de *Mangifera indica* (manguier) et *Azadirachta indica* (neem).

La « brousse » qui avoisine l'espace agricole villageois est constituée de formations végétales marginales. Elle est soit impropre à la culture ou définitivement abandonnée après épuisement et intégrée dans le système de gestion de l'espace communautaire. On y trouve des formations de fourrés d'arbustes à base de *Piliostigma reticulatum*, *Piliostigma thonningii* et de *combretaceae* comme *Combretum glutinosum* [3].

II.2.2.5 Caractéristiques sociodémographiques de la population de 2023

D'après le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) effectué au Burkina Faso en 2019, le village de Doubguin-Ouantangin comptait 2 593 habitants dont 1 365 femmes et 1 228 hommes[3].

II.2.2.5.1 Ethnies/Langues du village

Dans le village, l'ethnie dominante et autochtone est le mossi.

La langue moré est la langue dominante parlé dans le village.

Tableau 1: Ménage et Ethnies enquêtés

Ethnies	Mossi	La langue parlée est le moré
Nombre de ménages comptés dans l'échantillon	35	
Proportions	100%	

Source : Enquêtes ménages CETRI, Octobre 2023

La population de Doubguin-Ouantangin est entièrement composée de mossé. La langue qui est comprise et parlée est bien le moré. La cohésion et l'entente sont autrefois une réalité dans le village (selon les personnes ressources) car les habitants se fréquentent, participent aux événements (heureux et malheureux) de l'une ou l'autre de la communauté. Les relations de mariage et de partage de terres étaient une réalité mais la situation sécuritaire a entraîné des relations de méfiance dans le village selon le secrétaire administratif de la commune.

II.2.2.5.2 Religion

Les pratiques religieuses que nous avons rencontrées sont : l’islam, l’animisme et le christianisme (catholicisme-protestantisme).

Tableau 2: Ménage et religion

Religions	Animisme	Islam	Catholicisme
Ménages	04	6	25
Ménages enquêtés	35		
Pourcentages	11,42%	17,14%	71,42%

Source : Enquêtes ménages CETRI, Octobre 2023.

La religions ou croyance dominante est le catholicisme.

III. Présentation du projet

III.1 Contexte et justification du projet

L'accès à l'eau potable demeure l'un des principaux défis du monde rural au Burkina Faso, et la croissance démographique aggrave cette problématique. Le village de Doubghin, situé dans la commune de Tenkodogo au centre-est du Burkina Faso, est particulièrement touché par ce manque d'accès à des sources d'eau potable fiables. De nombreuses familles dépendent de ressources d'eau comme les puits, les PMH, ce qui freine le développement socio-économique de la communauté. Pour remédier à cette situation critique, l'État burkinabé déploie des efforts pour atteindre l'accès universel à l'eau pour tous conformément à l'ODD 6. Dans ce cadre, il a obtenu du Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable une subvention sous forme d'appui budgétaire sectoriel. Cette aide est destinée à financer les coûts des infrastructures d'approvisionnement en eau potable en milieu rural dans diverses régions du pays pour l'année 2024. C'est ainsi que Doubghin a bénéficié d'un financement pour la construction d'un nouveau Système d'Approvisionnement en Eau Potable simplifié. Ce système comprendra une station de pompage pour exploiter l'eau d'un forage adapté aux besoins de la communauté. Un château d'eau sera également construit pour garantir un approvisionnement constant, et un réseau de refoulement et distribution sera mis en place, avec des bornes-fontaines accessibles. Cette initiative vise à améliorer significativement l'accès à l'eau potable à Doubghin et les conditions de vie de la population de cette localité rurale.

III.2 Objectif général du projet

L'objectif général de l'étude est de concevoir et dimensionner un réseau AEPS dans le village de Doubghin afin de rendre accessible l'eau potable à la population.

Il s'agira spécifiquement de :

- Faire l'état des lieux
- Évaluer la population à desservir et son besoin en eau ;
- Dimensionner et de concevoir un système d'AEP
- Évaluer le coût de réalisation du projet
- Faire une notice d'impact environnemental

III.3 Résultats attendus

Les résultats escomptés au terme de cette étude sont :

- Les infrastructures hydrauliques existant identifiés
- Les éléments de bases de dimensionnement déterminés
- Les différents composant du réseau maitrisés
- La faisabilité financière du projet évalué
- L'impact du projet sur l'environnement évalué.

IV. Méthodologie de la conception

IV.1 Matériels utilisés

A toutes les phases de notre étude des moyens matériels et logiciels ont été indispensables. Ces moyens sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: différents matériels pour l'étude

Matériels	Observations
Pack office (Excel ; Word)	Calcul et rédaction du document
Zotero	Générer la bibliographie
Qgis	Réaliser la carte de situation de la zone d'étude du projet
Epanet/epacad	Simulation du réseau
Covadis et Autocad	Ces logiciels ont permis de tracer le réseau et le profil des conduites et de dessiner des carnets des nœuds
Google Earth Global mapper	Ce logiciel a permis d'avoir une visualisation de la zone d'étude avec un assemblage de photographies aériennes ou satellitaires.

IV.1.1 Recherche documentaire

Cette analyse a consisté à faire une revue des connaissances bibliographiques relatives à la commune rurale de Tenkodogo à partir des documents disponibles (la monographie du plateau central, étude socio-économique). Nous avons recherché également des documents des projets d'études d'AEPS réalisés au BURKINA-FASO et qui présentent des similarités avec celui de la commune rurale de Tenkodogo.

Tous ces documents retrouvés nous ont permis d'avoir des données pour la conception et le dimensionnement du système d'adduction.

IV.1.2 Collectes des données et leurs traitements

Cette phase consiste à explorer et synthétiser les documents obtenus lors de nos recherches documentaires et observations pratiques sur le terrain pour l’accomplissement de notre travail. Ces données obtenues ont pu être traitées et analysées à l’aide des logiciels indiqué dans le tableau (1).

IV.2 Etat des lieux

Méthodiquement cela consiste à la collecte d’information auprès des acteurs locaux à travers une enquêtes des études sociale et faire un inventaire des ouvrages d’approvisionnement et les infrastructures socio-économiques existants.

IV.3 Méthodologie de conception technique du réseau

Elle fait référence à la démarche que nous avons entreprise en fonction de la collecte des données du projet pour mettre en place un système d’approvisionnement durable performant.

IV.3.1 Paramètres et données de base du dimensionnement

IV.3.1.1 Horizon du projet

Notre actuel projet vise à mettre en place un réseau d’approvisionnement en eau potable dans le village de Doubghin-Ouantanghin est planifié pour l’horizon 2050, soit une durée de 26 ans à compter de l’année de référence 2024.

IV.3.1.2 Taux de desserte

La PN-AEP au Burkina Faso à l’horizon 2030 prévoit un taux de desserte de 80% par les SAEP et une réduction du taux de desserte des PEM de 91% en 2015 à 20% en 2030 [4]. En suivant la vision du PN-AEP en 2030 nous retenons à l’horizon du projet le taux de desserte de 80% soit 60% aux BF et 20% aux BP à l’horizon du projet. Le tableau ci-dessus donne l’évolution du taux de desserte de l’eau au cours des années

Tableau 4: taux de dessert selon le PN-AEP

Horizon (année)	Taux d’accès en %	Population rurale desservie (%)	
		Par SAEP	Par PEM
2015	65	9	91.0
2020	76	32.7	67.3

2025	88	56.4	43.6
2030	100	80	20

Source : MEA, PN-AEP 2016-2030

IV.3.1.3 Consommation spécifique

La consommation spécifique désigne les besoins quotidiens d'eau domestique par habitant. Elle est fonction du niveau de standing de l'utilisateur. Elle est exprimée en l/j/hbt et est un paramètre de base pour le dimensionnement des systèmes d'approvisionnement en eau. L'enquête socio-économique menée au sein de la population montre que la consommation spécifique théorique de la population est de **21.71l/j/pers**. Sur la base du décret qui donne des valeurs de référence ; 25l/j/pers aux BF et 40l/j/pers aux BP[5] nous avons retenu pour le projet une consommation spécifique de **20 l/j/pers** aux **BF** et **25 l/j/pers** aux **BP** pour éviter de surdimensionner le système vu que la consommation spécifique selon les enquêtes est de 21 l/j/pers. Ces valeurs nous permettront d'estimer les besoins globaux journaliers en eau de la population.

IV.3.1.4 Variation de la demande

Les quantités de consommations varient suivant les saisons, les jours de la semaine, les heures de la journée. Ces variations dépendent du comportement des populations et ont une influence directe sur les ressources en eau à mobiliser ainsi que le dimensionnement des installations.

- Coefficient du jour de pointe

Le coefficient de pointe journalière est l'expression de la plus grande consommation journalière au cours de la semaine. Les pics de consommation se situent généralement aux grands jours de lessive et de repos hebdomadaires ou de marché. Par calcul il est le quotient de la consommation de la journée de pointe par la consommation moyenne journalière.

Il est indépendant de la saison et varie entre 1,05 pour les grands centres urbains où les variations sont absorbées par le grand effectif de la population à 1,15 pour les centres ruraux[6].

$C_{pj} = \frac{D_{jp}}{D_{jmp}}$	Cpj : consommation de pointe journalier ; Djp : demande journalière de pointe ; Djmp : demande journalière moyenne de pointe.	(1)
-----------------------------------	--	-----

Nous retenons une valeur moyenne de 1.1 comme coefficient de pointe journalière pour notre étude.

➤ Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire illustre le pic de la consommation durant la journée. Il est noté que sa valeur est autant plus atténuée que la ville offre une variété d'activités basées sur les habitudes journalières des populations.

L'estimation du coefficient de pointe horaire est faite grâce à des recherches statistiques sur divers systèmes similaires ou via des formules empiriques : la formule dite du Génie Rural (France).

$C_{ph} = \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}} + 1.5$	Q_{mh} : Débit horaire moyen en $\frac{m^3}{s}$ C_{ph} : Coefficient de point horaire	(2)
--	--	-----

Par retour d'expérience, le coefficient de pointe horaire oscille généralement dans les valeurs 1,5 et 3 selon la taille de la population. Ses différentes valeurs possible selon le volume de la population est présenté dans le tableau ci-dessous [6].

Tableau 5 :valeur de référence du coefficient de pointe horaire

Population (hbts)	Cph
<10 000	$2,5 \leq Cph \leq 3$
10 000 à 50 000	$2 \leq Cph \leq 2.5$
50 000 à 200 000	$1,5 \leq Cph \leq 2$
> 200 000	1,5

La taille de notre population est estimée 4533 habitants en 2050 d'où $2,5 \leq Cph \leq 3$. Nous retiendrons une valeur de 2,53 comme coefficient de point horaire ; celui-ci interviendra dans le dimensionnement du réseau de distribution.

IV.3.1.5 Rendement technique du réseau

Il traduit les pertes en eau dans les processus de production et de distribution de l'eau. On peut calculer les pertes de charge d'eau, annuellement, mensuellement ou quotidiennement en

fonction de la nature des ressources hydrique. Les pertes dépendent de la nature des conduites, de leur vétusté et de leur entretien.

➤ Rendement à l'adduction

Nous sommes ici dans le cas d'un nouveau réseau et nous n'avons pas prévu de station de traitement, ni de pompage ni de relevage étant donné que nous sommes dans un AEPS. Nous adopterons de ce fait un rendement de 98% pour l'adduction.

➤ Rendement à la distribution :

Il est principalement lié aux branchements de nouveau connexion spécifique sur le réseau, à la surveillance et le temps nécessaire pour l'intervention en cas de fuite. Les fuites les plus significatives se produisent lors des périodes de faible consommation pendant que la pression est optimale dans le réseau. On admet généralement la valeur technique et économique de taux de perte lors du transport et de la distribution se situe entre 10% à 20%. Etant donné que notre réseau est neuf et compte tenu de sa petite taille, nous retiendrons une perte de 15% à la distribution soit un rendement de 85%.

IV.3.1.6 Conditions de vitesse et de pression

➤ La vitesse

Pour répondre aux contraintes techniques et économiques, la vitesse maximale à l'intérieur des conduites est limitée à 1.5m/s. La vitesse minimale, définie par le seuil d'auto-curage dépend de la qualité de l'eau et se situe entre 0,2 et 0,3 m/s, en fonction de la taille des particules à éliminer par la force de l'eau.

Pour un débit identique, une faible vitesse entraine un diamètre important augmentant ainsi les risques de dépôt de MES. Une vitesse élevée entraine des pertes de charges importantes, des risques de coups de bélier, et une hausse des dépenses énergétiques.

Concernant les conduites d'adduction, la vitesse optimale se situe entre 0,8 et 1,2 m/s, avec des limites acceptables allant de 0,6 et 1,5 m/s.

Toutefois, pour minimiser les couts énergétiques, nous adopterons une plage de vitesse comprise entre 0,3 et 0,8 m/s en adduction et 0,3 à 1,2m/s en distribution[7].

➤ Pression

Pour assurer un confort d'utilisation et permettre un prélèvement d'eau sans effort particulier, le réseau de distribution doit fournir une pression minimale à tous les nœuds, même pendant les périodes de forte demande. Les recommandations précisent une pression minimale de 5mCE pour les BF et pour les BP 10mCE. Toutefois en raison de l'incertitude sur les emplacements des BP, nous avons uniformisé la pression à 10mCE aux BF et aux BP. Ainsi nous adoptons :

$$P_{min}=10mCE,$$

$$P_{max}=30mCE.$$

IV.3.1.7 Pertes de charge

L'eau comme tout fluide perd de l'énergie lors de son écoulement. Ainsi on définit deux types de perte de charge : la perte charge linéaire qui est dû aux frottements de l'eau avec les parois de la conduite et les pertes de charge singulière qui est lié aux changements de direction de la conduite, aux élargissements, de la robinetterie. Pour évaluer les pertes charge dans le réseau il existe plusieurs formules. Dans notre étude les pertes de charge linéaires seront évaluées par la formule empirique de Darcy Weisbach. Pour considérer les pertes de charges singulières nous prendrons 5% de la perte de charge linéaire.

$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$	λ : coefficient de frottement L : longueur de la conduite en (m) Q : débit en (m ³ /s) ΔH_L : pertes en charge linéaire en (m) g: accélération du pesanteur en (m/s ²)	(3)
--	---	-----

λ est le coefficient de frottement qui est obtenu par les formule de Poiseul, Colebrook-White, par le diagramme de Moody, etc. Il dépend du nombre de Reynolds, de la rugosité de la conduite et du diamètre de la conduite.

La formule de Colebrook :

$\lambda = -2 * \log \left(\frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3.71 * D} \right)$	Re: nombre de Renolds ; K : la rugosité de la conduite en (mm) ; D : le diamètre de la conduite en (m).	(4)
--	---	-----

La perte charge totale dans la conduite correspond à la somme des pertes de charges linéaires et singulières de la conduite :

$\Delta H_t = \Delta H_L + 5\% \Delta H_L = 1.05 * \Delta H_L$	ΔH_t : pertes de charges totales dans la conduite	(5)
--	---	-----

IV.3.1.8 Temps de pompage

Le temps de pompage adopté souvent en AEPS est de 16h. Cependant, dans notre cas, l'AEPS est destiné à alimenter une population peu nombreuse et les demandes en eau ne sont pas très élevées étant donné qu'on est en milieu rural. Nous retenons donc un temps de pompage de 12h pour notre étude.

IV.3.1.9 Temps de distribution

L'alimentation des populations se fera essentiellement par les bornes fontaines. Ainsi, un usage permanent de la ressource n'est pas attendu. Les populations auront tendance à collecter l'eau de toute la journée en un ou deux voyages. Il y aura donc des heures creuses, notamment dans la nuit. Nous effectuerons donc la distribution de l'eau pendant 12h réparties de 6h du matin à 18h.

IV.3.1.10 Type de conduite

Dans le cadre de ce projet conformément aux dispositifs constructifs de l'ONEA, la conduite de refoulement sera en PVC PN16 à cause de la forte pression et pour prendre en compte une éventuelle extension future. Concernant le réseau de distribution on prendra PN10 pour une meilleure résistance aux pressions et à la température.

IV.4 Estimation des besoins en eau

IV.4.1 Taux d'accroissement de la population

Nous nous sommes basés sur les données du recensement général de la population de 2006 et 2019[2] pour ressortir les populations respectivement à la subdivision administrative en commençant par la région, voire le tableau suivant :

Tableau 6:la population suivant la subdivision administrative

Population	RGPH 2006	RGPH 2019
La région du centre-est	1132016	1580508
Province	542082	737843
Commune	124985	157947
Village	2179	2593

Suivant la subdivision administrative, nous déterminons le taux d'accroissement annuel du projet en appliquant l'équation (6).

$\tau (\%) = \left[\left(\frac{P_{2019}}{P_{2006}} \right)^{\frac{1}{2019-2006}} - 1 \right] \times 100$	(6)
--	-----

IV.4.2 La population à l'horizon du projet

La population à desservir est un paramètre essentiel pour la mise en place d'un système d'AEP. Les installations étant en fonction de la taille de la population, cela entraîne la nécessité d'estimer la population à l'horizon du projet de la zone concernée.

Pour cela, nous nous sommes basés sur les valeurs données par le Recensement Général de la Population et de l'Habitation [2] et en utilisant le modèle géométrique de Thomas Malthus définie par l'équation(7) :

$P_n = P_i (1 + \tau)^{n-i}$	P_n : la population à l'horizon du projet 2050 P_i : la population à l'instant du projet 2024 τ : taux de croissance de la population en %	(7)
------------------------------	---	-----

IV.4.3 Le besoin en eau journalier

Le besoin moyen journalier en eau domestique correspond à la quantité d'eau requise par les consommateurs mener leurs activités. Ils permettent d'évaluer l'évolution de la demande et anticipe la mobilisation de nouvelles ressources, c'est-à-dire qu'une fois le besoin connu, cela permet d'estimer la ressource en eau nécessaire.

Le besoin moyen journalier aux BF et BP correspond au produit de l'effectif de la population à desservir respectivement aux BF et aux BP à l'échéance du projet par la consommation spécifique respective de chacun.

$B_{mj-BF} = \frac{P_n * C_{sp-BF} * T_{d-BF}}{1000}$	$B_{mj,BF}$: besoin moyen journalier au BF ; P_n : nombre de la population à desservir au BF ; $C_{sp,BF}$: Consommation spécifique aux BF ; T_{d-BF} : temps de distribution aux BF.	(8)
---	--	-----

$B_{mj-BP} = \frac{P_n * C_{sp-BP} * T_{d-BP}}{1000}$	$B_{mj,BP}$: besoin moyen journalier ; P_n : nombre de la population à desservir au BP ; $C_{sp,BP}$: Consommation spécifique aux BP ; T_{d-BP} : Consommation spécifique aux BP.	(9)
---	--	-----

Le débit moyen journalier est la somme de débits moyens journaliers aux BF et BP défini par les équations (8) et (9)

$B_{mj} = B_{mj-BF} + B_{mj-BP}$	B_{mj} : Besoin moyen journalier B_{mj-BF} : besoin moyen journalier au BF ; B_{mj-BP} : besoin moyen journalier au BP.	(10)
----------------------------------	---	------

IV.4.4 Besoins journaliers annexes

Les besoins journaliers annexes représentent une portion des besoins domestiques. Ce sont les besoins des infrastructures communautaires et du cheptel (yaar, écoles, des CSPS, etc.). Ils sont généralement estimés à 5%, 10% des besoins domestiques[7] . Nous les estimerons à 10% dans le cas de notre projet par l'équation (11).

$B_{annexes} = 10\% B_{mj}$	$B_{annexes}$: besoin annexes ; B_{mj} : besoin moyen journalier.	(11)
-----------------------------	---	------

IV.4.5 Besoin global

Les besoins moyens journaliers globaux sont la somme des besoins moyens journaliers et des besoins annexes. Ils sont obtenus par l'équation (12) :

$B_{mj-tot}=1.1*B_{mj}$	B_{mj-tot} : <i>besoin moyen journalier total</i> ; B_{mj} : <i>Besoin moyen journalier</i> .	(12)
-------------------------	--	------

V. Technique de dimensionnement du réseau (adduction-distribution)

V.1 Réseau d'adduction

Il y a deux systèmes d'adduction d'eau potable à savoir le système gravitaire lorsque la zone possède une pente continue et le système par refoulement à l'aide d'une pompe lorsqu'il y a une certaine topographie à vaincre. Dans notre cas il s'agira d'une adduction par refoulement et elle concerne la section du réseau située entre la station du pompage et le réservoir de stockage.

V.2 Diamètre des conduites d'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction est fait en fonction du débit d'exploitation du forage à l'aide des formules empiriques. Une fois le diamètre théorique de la conduite calculé par les formules empiriques (13), notre attention sera sur les diamètres qui respectent la condition de vitesse (IV.3.1.6) et la condition de Flamand définie par la relation suivante :

$$V = D_{com(m)} + 0.6.$$

$D_{th} = \begin{cases} 1.5 * \sqrt{Q(m^3/s)} & \text{Bresse} \\ 0.8 * \sqrt[3]{Q(m^3/s)} & \text{Bresse modifié} \\ \sqrt{Q(m^3/s)} & \text{Bonin} \\ (1 + 0.02 * tp) * \sqrt{Q(m^3/s)} & \text{Munier} \\ 1.27 * \sqrt{Q(m^3/s)} & \text{Bédjaoui} \end{cases}$	$Q \left(\frac{m^3}{s} \right)$: Débit d'exploitation du forage ; D_{th} : <i>diamètre théorique</i>	(13)
---	---	------

Nous retiendrons le diamètre qui génère moins de pertes de charges et qui n'est pas trop grand pour des raisons économiques.

V.2.1 Diamètre des colonnes d'exhaure et montante

La colonne d'exhaure est la conduite qui lie la pompe immergée à la tête du forage.

La colonne montante est la conduite qui lie la conduite de refoulement au réservoir.

Nous allons considérer comme vitesse ascensionnelle 2m/s et celle de l'exhaure 1m/s pour le calcul du diamètre.

$D_{exh} = \sqrt{\frac{4 * Q_{expl}}{\pi * V_{exh}}}$ $D_{col} = \sqrt{\frac{4 * Q_{expl}}{\pi * V_{col}}}$	D_{exh} : Diamètre d'exhaure ; D_{col} : Diamètre de la colonne montante ; Q_{expl} : Débit d'exploitation ; $V_{exh} \left(\frac{m}{s} \right)$: Vitesse de l'exhaure ; V_{col} ; Vitesse de de la colonne montante.	(14)
---	---	------

V.2.2 Calcul des pertes de charge

Nous estimons les pertes de charges singulières du réseau d'adduction en considérant 5% des pertes charges linéaires en appliquant équation (5).

V.2.3 Hauteur manométrique

Elle est la différence, en générale, de pression entre les orifices de refoulement et d'aspiration. Elle est fonction de la hauteur géométrique et des pertes de charges totales.

$HMT = H_{géo} + \Delta H_{tot}$ $H_{géo} = H_r + H_c + ND + \Delta z_{f-c}$	$HMT(m)$: Hauteur manométrique totale ; $H_{géo}(m)$: Hauteur géométrique ; $\Delta H_{tot}(m)$: Pertes de charges totales ; $H_r(m)$: Hauteur du radier ; $H_c(m)$: Hauteur du château ; ND : Niveau dynamique du forage ; Δz_{f-c} : Dénivelé entre le forage et le château.	(15)
---	---	------

V.2.4 Choix de la pompe

La pompe permet d'acheminer l'eau du forage au réservoir de stockage. Son choix repose sur deux paramètres à savoir le débit et la HMT. Ces deux paramètres nous permettent de calculer la puissance hydraulique de la pompe et les puissances absorbées respectivement par la pompe et le moteur.

$P_H = \frac{\rho * g * Q_p * HMT}{1000}$ $P_{abs} = \frac{\rho * g * Q_p * HMT}{1000 * \eta_p}$ $P_M = \frac{\rho * g * Q_p * HMT}{1000 * \eta_p * \eta_M}$	$P_H(KW)$: puissance hyraulique de la pompe ; $P_{abs}(kW)$: puissance absorbée par la pompe ; $P_M(kW)$: puissance absorbée par le moteur ; $\eta_p(\%)$: rendement de la pompe ;	(16)
--	---	------

	$\eta_M(\%)$: <i>rendement du moteur.</i>	
--	--	--

V.2.5 Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement est obtenu par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe en fonction du débit et celle du réseau en fonction de débit.

$H_{res}=H_{geo} + \Delta H$	$H_{res}(m)$: <i>charge dans le reseau,</i> $H_{geo}(m)$: <i>hauteur géométrique ,</i> $\Delta H (m)$: <i>somme des pertes de charges.</i>	(17)
------------------------------	---	------

V.2.6 Etude du cout de béliet

Le phénomène de coup de béliet est une variation de pression à l'intérieur de la conduite qui engendre une surpression ou dépression pouvant conduire à l'éclatement de la conduite. Il est généralement dû aux manœuvres de la vanne ou à l'arrêt de l'électropompe d'alimentation. Il est pratiquement impossible de l'éviter mais on peut réduire le risque de l'avoir en mettant en place un système de protection anti-béliet pour la sécurisation des équipements[8].

L'étude de ce phénomène revient d'une part à évaluer l'amplitude des ondes se propageant et la variation des pressions dans la conduite. La formule de Joukovaki-Aliévi permet d'estimer l'amplitude des ondes engendrées :

$\Delta P = \pm \frac{C \cdot U_0}{g}$ $C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} * \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{D}{e} * \frac{E}{E}}}$	$\Delta P(m)$: <i>variation de la pression dans la conduite;</i> $C(m/s)$: <i>la célérité de l'onde dans la conduite ;</i> $U_0 \left(\frac{m}{s}\right)$: <i>vitesse de l'eau dans la conduite;</i> $D(m)$: <i>diamètre intérieur de la conduite ;</i> $e(m)$: <i>épaisseur de la conduite ;</i> $g(m/s^2)$: <i>champ du pesanteur.</i>	(18)
---	---	------

D'autre part on étudie si le coup de béliet est préjudiciable et nécessite une installation anti-béliet. Le cas échéant :

- La pression maximale induite par le phénomène est supérieure à la pression maximale admissible (PMA) par le réseau ;

- La pression minimale est inférieure à la pression atmosphérique.

$P_{max} \geq PMA$ avec $PMA=1.2*PN$ $\frac{P_{max}}{PN} \geq 1.2$ Où $P_{max} = HMT + \Delta P$ $P_{min} \leq P_{atm}$ où $P_{min} = HMT - \Delta P$	$PMA(m)$: Pression maxima admissible ; $P_{min}(m)$: <i>Pression minimale admissible</i> ; P_{max} = <i>Pression maximale</i> ,	(19)
---	---	------

V.3 Technique de dimensionnement du réservoir

V.3.1 Type de matériau

Le réservoir a pour but de stocker l'eau pour desservir la population. Dans notre cas, le réservoir à installer sera de modèle métallique étanche, de forme cylindrique. Ce choix a été fait en considération de la topographie de la zone et également pour des raisons économiques.

Il est dimensionné en fonction de la demande journalière de pointe de la population et est déterminé par la méthode forfaitaire :

La capacité utile du réservoir sur le réseau de distribution sera proportionnelle à un tiers de la consommation de pointe journalière parce que nous sommes dans le cas d'une adduction de jour durant les périodes de consommation. Il aurait été nécessaire d'inclure une réserve pour d'éventuels cas d'incendie. Cependant, étant donné que le projet se situe dans une zone rurale, on considère le risque d'incendie très faible donc il ne sera pas pris en compte.

$C_{res} = V_{utile} + RI$	$C_{res}(m3)$: Capacité du réservoir ; $V_{utile}(m3)$: <i>Volum util du reservoir</i> ; RI : Réserve d'incendie.	(20)
----------------------------	---	------

V.3.2 Méthodologie de traitement

La ressource utilisée est souterraine ; les ressources souterraines étant généralement claires et limpides ne demandent donc pas de traitement complexe. Alors le traitement adéquat est la désinfection et l'agent désinfectant est le chlore. La norme de l'OMS en la matière préconise un dosage de 5mg/l. Selon cette norme, pour assurer une efficacité optimale de la désinfection

une concentration résiduelle de chlore libre dans l'eau excéder 0,5mg/l. Le délai minimum de contact au sein du réservoir ne doit pas dépasser 48heures[9].

V.3.3 Vérification du temps de contact et séjours de chlore

Pour un traitement efficace le chlore a besoin d'un temps de contact avec l'eau d'au moins deux (02) heures. Ce temps de contact est déterminé par :

$T_c = \frac{C_u}{Q_{ph}} \geq 2heures$	$T_c(h)$: Temps de contact du chlore $C_u(m3)$: Capacité utile du réservoir $Q_{ph} \left(\frac{m^3}{h}\right)$: Débit de pointe horaire	(21)
---	---	------

Le temps de séjour de chlore dans le réservoir ne doit pas excéder une durée de deux jours sinon il se volatilise dans l'aire.

$T_s = \frac{C_u}{Q_{mh}} \leq 48heures$	$T_s(h)$: Temps de séjour de chlore, $C_u(m63)$: Capacité utile du réservoir, $Q_{mh} \left(\frac{m^3}{h}\right)$: Débit moyen horaire.	(22)
--	--	------

V.3.3.1 Pompe doseuse et volume du bac

Le débit de la pompe doseuse est donné par :

$q = \frac{Q*T}{c}$ $V=q*T_f$	$q(l/h)$: Débit d'injection de la pompe doseuse ; $Q(m^3/h)$: Débit d'eau non traité ; $T(g/m^3)$: Taux de traitement ; $C(g/l)$: Concentration de l'hypochlorure de calcium ; $V(L)$: Volume du bac ; T_f : Temps de fonctionnement.	(23)
--------------------------------------	---	------

V.4 Méthode de dimensionnement de la source d'énergie

La source d'énergie permet l'alimentation de la pompe pour refouler l'eau du forage au réservoir. La zone ne disposant pas de courant électrique, nous avons opté pour un système hybride à savoir un groupe électrogène et un système photovoltaïque.

V.4.1 Dimensionnement du champ solaire

L'énergie solaire sera captée par les panneaux photovoltaïques pour produire l'énergie qui alimentera l'électropompe qui assurera l'exhaure de l'eau. Le courant arrivant étant continu, il sera transformé en alternatif au moyen d'un onduleur dont le rôle est de réguler la fréquence la tension de sortie en fonction de la puissance des modules photovoltaïques (générateur) disponible pour un fonctionnement normal des pompes.

V.4.1.1 Puissance de crête du générateur solaire

$P_C = \frac{\rho * g * Q_p * T_{insol} * HMT}{3600 * \eta_p * \eta_M * \eta_{Ond} * Y_i}$	P_C : Puissance – crête en Wc T_{insol} : Temps d'insolation journalier en heure η_{Ond} : Rendement de l'onduleur Y_i : Intensité de l'ensoleillement en KWh/ m2.j	(24)
--	--	------

V.4.1.2 Nombre de module

$N_{module} = \frac{P_C}{P_{c-module}}$ $N_{module-ser} \leq \frac{U_{max-ond}}{U_{cc-module}}$ $N_{mod-paral} \leq \frac{P_C}{N_{mod-ser} * P_{c-mod}}$	$P_C(Wc)$: Puissance – crête ; $P_{c-module}$: Puissance crête unitaire par module; $U_{max-ond}$: Tension maximale à l'entrée de l'onduleur ; $U_{cc-module}$: Tention de court circuit d'un module; $N_{mod-paral}$: Nombre de modules en parallèle.	(25)
--	---	------

V.4.1.3 Puissance et tension l'onduleur

$P_{onduleur} = \frac{K * P_p}{\eta_p * \cos \varphi}$	$P_{onduleur}$: Puissance de l'onduleur ; P_p : Puissance de la pompe en kW ; K : Coefficient de correction (K=1.05) ; $\cos \varphi$: Facteur de puissance.	(26)
--	---	------

V.4.2 Dimensionnement du groupe électrogène

$P_{app} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 * N_p * \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_p * \eta_m * \cos \varphi} \\ 2 * N_p * \frac{\sqrt{3} * U * I_n \cos \varphi}{1000} * 1.25 \end{array} \right.$	P_{app} : Puissance apparente du groupe électrogène en KVA ; I_n : Intensité nominale du courant en ampère ; $U(V)$: Tension du moteur de la pompe ; $\cos \varphi$: Facteur de puissance.	(27)
--	---	------

2.1 Réseau de distribution

Il permet de transiter l'eau du château vers les robinets des usagers. Notre réseau est de type ramifié avec un mode de distribution gravitaire. La population sera desservie à partir de six (06) bornes fontaines et quelques branchements particuliers. Les BF choisies seront du même type que celles couramment utilisées par l'ONEA. Elles seront équipées d'un compteur, de trois (03) robinets de puisages et construites sous un hangar en tôles. Les eaux de ruissèlement seront collectées dans un décanteur puis transitées au travers d'une goulotte vers le puits perdu.

Selon la prescription de PN-AEP, une BF doit couvrir un rayon de 500 m et desservir 500 habitants et un BP dessert 10 personnes

1.1.1 Débit de pointe horaire de distribution

Le débit de distribution est le débit qui permet de répondre à la demande de pointe. Il dépend du temps de distribution et s'exprime par l'équation (28):

$Q_{dis} = \frac{B_{jp} * C_{ph}}{T_{dis}} = \frac{B_{jm} * C_{pj} * C_{ph}}{\eta_{dis} * T_{dis}}$	B_{jp} : Besoins de pointe journaliers m ³ /h ; C_{ph} : Coefficient de pointe horaire ; C_{pj} : Coefficient de pointe journalier ; B_{jm} : Besoins moyens journaliers ; η_{dis} : Rendement de distribution ; T_{dis} : Temps de distribution.	(28)
---	--	------

Dans le cas de notre projet nous avons considéré un temps distribution de 18h pour les BP et 12h pour les BF.

V.4.3 Débit de pointe horaire (BF)

Il illustre la demande du jour de pointe des personnes desservies aux BF. Il s'obtient en fonction de la demande de pointe, du temps journalier d'ouverture des BF et du coefficient de pointe horaire. On l'obtient par l'équation(29).

$Q_{ph1(BF)} = \frac{B_{jp(BF)} * C_{ph}}{T_{dis(BF)}} = \frac{B_{jm(BF)} * C_{pj} * C_{ph}}{\eta_{dis} * T_{dis(BF)}}$	B_{jp} : Besoins de pointe journaliers aux BF m3/h ; C_{ph} : Coefficient de pointe horaire ; C_{pj} : Coefficient de pointe journalier ; B_{jm} : Besoins moyens journaliers aux BF ; η_{dis} : Rendement de distribution ; T_{dis} : Temps de distribution aux BF.	(29)
---	---	------

Par le biais de $Q_{ph(BF)}$ (30), on obtient le débit unitaire de chaque BF en faisant le ratio de $Q_{ph(BF)}$ par le nombre de BF demandé par la population lors de l'étude socio-économique.

$Q_{ph(BF)} = \frac{Q_{(BF)}}{N_{(BF)}}$	$Q_{ph(BF)}$: débit de pointe horaire de BF $N_{(BF)}$: nombre de BF	(30)
--	---	------

V.4.4 Diamètre théorique des conduites de distributions

Par l'équation de la continuité on calcule le diamètre théorique (31) **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** des différents tronçons du réseau :

$D_{theo} = \sqrt{\frac{4 * Q_{fictif}}{\pi * V}}$	D_{theo} : diamètre théorique en (m) ; Q_{fictif} : débit fictif en (m3/s) ; V : vitesse hypothèse.	(31)
--	---	------

Une fois D_{theo} obtenu, à l'aide du catalogue des tubes PVC PN10 on choisit le diamètre commercial qui est le diamètre immédiatement supérieur et on prend le diamètre nominal correspondant. Le diamètre commercial est utilisé pour le calcul des pertes de charges.

V.4.5 Débit de robinet

Le nombre de robinets est de 2 ou 3 dans le décret portant la définition des normes, des critères et indications d'accès à l'eau potable. Dans notre projet nous l'avons fixé à 3 et le débit d'un robinet est le ratio de $Q_{(BF)}$ par le $N_{(rob)}$.

$Q_{(rob-BF)} = \frac{Q_{(BF)}}{N_{(rob)}}$	$Q_{(BF)}$: Débit aux BF ; $N_{(rob)}$: nombre de robinets.	(32)
---	--	------

Les valeurs de référence pour le débit d'un robinet au Burkina Faso sont de 0,15 ; 0,20 ; 0,25 ; 0,5 (l/s). S'il arrive que le débit de robinet au BF soit inférieur à la valeur minimale de référence, on calcule le déficit sur le débit de pointe horaire des BP pour obtenir le minimum de débit de référence. Dans cette situation une méthode similaire permet de d'établir le débit de pointe horaire $Q_{ph2(BF)}$ des BF[10].

V.4.6 Débit de pointe horaire des branchements particuliers (BP)

Ce débit traduit la demande du jour de pointe des populations desservies aux BP. Il s'obtient en fonction de la demande de pointe aux BP, du temps journalier d'ouverture des BP et du coefficient de pointe horaire :

$Q_{ph1(BP)} = \frac{B_{jp(BP)} * C_{ph}}{T_{dis(BP)}} = \frac{B_{jm(BP)} * C_{pj} * C_{ph}}{\eta_{dis} * T_{dis(BP)}}$	B_{jp} : Besoins de pointe journaliers aux BP (m3/h) C_{ph} : Coefficient de pointe horaire C_{pj} : Coefficient de pointe journalier B_{jm} : Besoins moyens journaliers aux BP η_{dis} : Rendement de distribution T_{dis} : Temps de distribution aux BP	(33)
---	---	------

V.4.7 Coefficient de simultanéité des BP

Le nombre théorique des BP correspond à la proportion de la population qui est desservie par un BP sur dix. A l'instar du coefficient de pointe, un coefficient de simultanéité a été calculé afin de connaître les BP qui sont susceptibles de s'ouvrir simultanément.

$C_{(sim,BP)} = \frac{1.5}{\sqrt{N_{theo,BP}-1}}$ $N_{(BP,ouv,sim)} = ENT (C_{(sim,BP)} * N_{theo,BP})$	$C_{(sim,BP)}: Coefficient de simultanéité;$ $N_{theo,BP}: Nombre théorique de BP ;$ $N_{(BP,ouv,sim)}: Nombre BP s'ouvrant simultanément.$	(34)
---	---	------

En prenant en compte un robinet par BP et qu'un débit est déduit pour les BF, il est nécessaire de modifier le nombre de BP qui fonctionnement simultanément afin d'obtenir 0,25l/s au robinet de BP. Dans cette situation, le débit pour la suite de dimensionnement se transforme en $Q_{ph2(BP)}$.

V.4.8 Débit linéique

Le débit linéique correspond au débit reparté par mètre linéaire suivant la longueur du réseau. Il est estimé par l'équation :

$Q_{(linéique)} = \frac{Q_{ph2(BP)} - Q_{dis} - Q_{ph2(BF)}}{\sum L_{res}}$	$Q_{(linéique)} (\frac{m^3}{ml}): \text{débit par mètre linéaire du tronçon ;}$ $\sum L_{res}(m): \text{la longueur totale du réseau.}$	(35)
---	--	------

V.4.9 Calcul de débit : en route, soutiré, en amont, en aval et fictif

$\begin{cases} Q_{route} = Q_{lineique} * L_{dis} \\ Q_{soutiré(BF)} = Q_{route} + Q_{(BF)} \\ Q_{amont} = Q_{soutiré} + Q_{aval} \\ Q_{aval} = Q_{amont} - Q_{soutiré} \\ Q_{fictif} = 0.55 * Q_{amont} + 0.45 * Q_{aval} \end{cases}$	$Q_{route}: \text{Débit des tronçons;}$ $Q_{soutiré(BF)}: \text{Débit soutiré aux noeuds;}$ $Q_{amont}: \text{Débit en amont;}$ $Q_{aval}: \text{Débit en aval;}$ $Q_{fictif}: \text{Débit fictif.}$	(36)
---	--	------

Le débit fictif est le débit de dimensionnement des différents tronçons constitutifs du réseau

V.4.10 Débit en tête du réseau

Il s'agit du débit de distribution qui englobe le débit de pointe horaire des BF et les BP :

$Q_{dis} = Q_{ph1(BF)} + Q_{ph1(BP)}$	Q_{dis} : débit de distribution en m ³ /s	(37)
---------------------------------------	--	------

V.4.11 La vitesse réelle dans la conduite

La vitesse de l'écoulement (38) de l'eau dans la conduite doit respecter la condition de vitesse (IIIV.3.1.6) pour éviter les dépôts à l'intérieur et l'érosion de la conduite. De l'équation du diamètre théorique nous tirons la formule de la vitesse en remplaçant le diamètre théorique par le diamètre commercial.

$V = \frac{4 * Q_{fictif}}{\pi * D_c}$	V : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m ³ /s) ; D_c : Diamètre commercial.	(38)
--	--	------

V.4.12 Calcul de la pression dans la conduite

➤ La charge minimale imposée au réservoir

$Z_{imp} = P_s + Z_{TN} + \sum \Delta H$	Z_{imp} : Charge minimale imposée au réservoir; P_s : Pression de service ; ΔH : Somme des pertes de charges .	(39)
--	--	------

➤ La côte au radier

Elle représente la ligne de charge qui correspond à la valeur maximale de la charge maximale imposée au réservoir.

$Z_{radier} = Max(Z_{imp})$	$Z_{radier}(m)$: Côte du radier	(40)
-----------------------------	----------------------------------	------

➤ Charge aval

$H_{aval} = \text{Max}(Z_{imp}) - \sum \Delta H$	$H_{aval}(m): \text{Charge en aval}$	(41)
--	--------------------------------------	------

➤ La pression réelle disponible aux nœuds

$P_{re} = \text{Max}(Z_{imp}) - Z_{TN} - \sum \Delta H$	$P_{re}(m): \text{Pression disponible à chaque noeud};$ $Z_{TN}(m): \text{Altitude de terrain naturel.}$	(42)
---	---	------

➤ La cote sous radier

$H_{radier} = \text{Max}(Z_{imp}) - Z_{reservoir}$	$H_{radier}(m): \text{Hauteur du radier}$	(43)
--	---	------

V.4.13 Simulation sur EPANET

Il donne la possibilité de reproduire le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans un réseau sous pression. Il évalue le débit, le volume de l'eau dans le château, la pression disponible aux nœuds, et la concentration la teneur en composants chimiques dans les différentes sections du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs temps.

Pour faire la simulation nous définissons les paramètres d'entrées qui sont la charge imposée au réservoir, le débit et le diamètre.

V.5 Equipement hydraulique et annexes

V.5.1 Equipement de protection

Pour le bon fonctionnement du réseau il est nécessaire d'installer des équipements de protection. Ainsi nous avons les équipements suivants :

Robinet-vanne : dans chaque conduite, un robinet vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer un sectionnement de chacune en cas de besoin.

Le trop-plein : c'est une conduite dont le but est d'empêcher la surcharge de l'eau le niveau, elle permet évacuer le surplus d'eau.

Vidangeurs : c'est une conduite située au bas du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est orienté vers son point de départ. Elle est connectée à la conduite de surcharge et comprend une vanne-robinet.

Ventouses ou purgeurs : c'est un dispositif installé au point le plus haut, au point le plus bas, aux points morts où aux extrémités des conduites. Elle assure l'élimination de l'air dans la conduite

Clapets non-retour : ils garantissent la sécurité, la protection des équipements du réseau et assurent une bonne qualité de l'eau ;

By-pass : c'est un tuyau qui relie la conduite d'adduction au tuyau de distribution. Elle garantit la distribution lors du nettoyage, de la réparation et de l'entretien...

V.5.2 Ouvrages annexes

Local technique : lieu de l'installation du système de traitement et la commande électrique ;

Clôture de protection : construit en grillage barbelé autour du forage et du château.

Bureau : pour le gestionnaire afin de lui permettre de bien gérer le réseau.

Latrine et douche : pour être utilisé par le personnel de gestion du système.

Magasin : lieu de dépôt de matériel de gestion.

V.5.3 Pose des conduites

Afin de garantir la durabilité des conduites tout en respectant les règles de l'art et les contraintes techniques du projet, il est nécessaire d'adopter les dimensions adéquates pour la fouille. Ces dimensions doivent permettre une pose sécurisée et durable. La relation suivante permet de déterminer la profondeur et la largeur des fouilles :

$H \geq h_{min} = 0.8m + DN(m)$	H(m) : la profondeur de la fouille ;	(44)
$L \geq l_{min} = 0.4m + DN(m)$	L(m) : largeur de la fouille.	

H=0,8 m est la profondeur minimale, assure une protection suffisante contre les charges externes et les agressions climatiques et pour prendre en compte la taille de conduite on ajoute DN ;

$L=0.4\text{m}$ est la largeur minimale, garantit un espace suffisant pour les manipulations lors de la pose, elle augmente en fonction du DN pour s'adapter à la taille de la conduite et aux accessoires de pose.

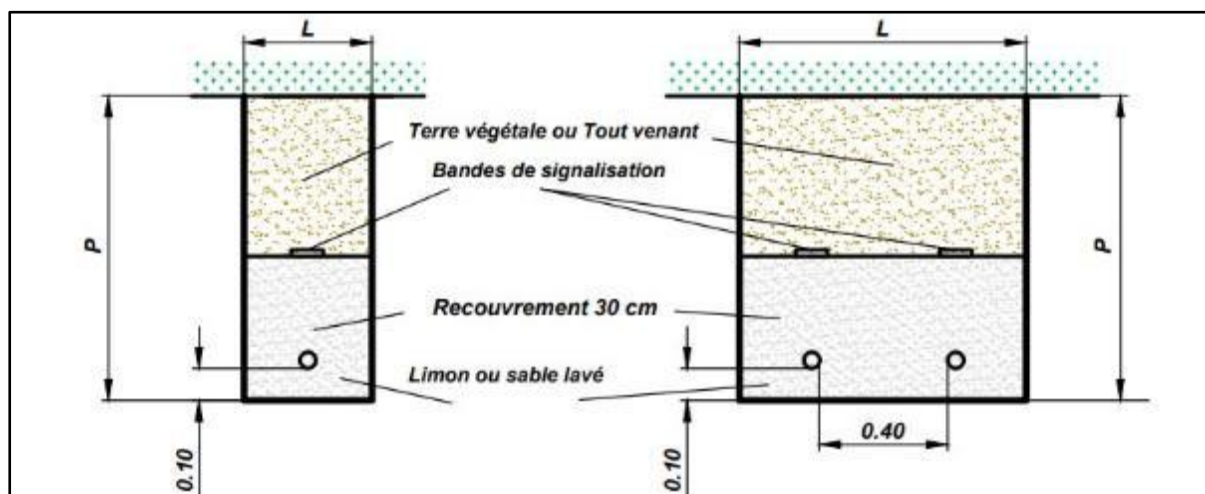


Figure 3: disposition des conduites dans

VI. Estimation des coûts de réalisation

VI.1 Charge d'exploitation

Elle est constituée de la charge fixe du personnel de gestion et la charge liée à la production.

- La charge fixe du personnel est la paie du personnel de la gestion de l'AEPS ;
- La charge de production concerne les dépenses liées aux produits de désinfection annuels, aux coûts d'énergie et à l'entretien des équipements.

Pour le calcul de l'amortissement des équipements, seuls ceux dont la durée de vie est inférieure ou égale à cinq (05) ans sont pris en compte. Il s'agira spécifiquement de la pompe du groupe électrogène et le convertisseur.

$A_{am} = \frac{C_{acq}}{N}$	A_{am} : montant de l'amortissement annuel en FCFA ; C_{acq} : cout d'acquisition de l'équipement en FCFA ; N : temps d'amortissement de l'équipement	(45)
------------------------------	---	------

VI.2 Prix de vente de l'eau

Le prix de de vente est fonction des charges d'exploitation et des dotations aux amortissements des équipement de durée de vie inférieure ou égale à 5 ans.

$P_r = \frac{C + A}{V}$ Avec $V = B_{jp} * n * 365 * p$	P_r : Prix de revient, C : Charge d'exploitation et d'entretien du système, A : Amortissement V : Volume d'eau facturé n : nombre d'années du projet p (%):perte de l'eau.	(46)
--	---	------

VII. ETUDE DE FAISABILITE THECHNIQUE

VII.1 Etat des lieux

VII.1.1 Ouvrage d'approvisionnement existant

Sur la base des études sociales, les enquêtes révèlent que les différentes sources d'approvisionnement sont essentiellement les puits busés, les puits traditionnels, les marigots et les forages. Au total, la ressource en eau naturelle existante ainsi que les PMH dénombrés paraissent insuffisants pour répondre aux besoins croissants de la population du village. Les utilisations faites par la population selon les enquêtes font allusion à : la préparation des repas, la lessive, la vaisselle, la confection des briques, la construction de maison, la préparation de dolo, la restauration et l'abreuvement des animaux. Le tableau ci-dessous nous donne les résultats de nombre de forages et leurs états de fonctionnement :

Tableau 7:identification du nombre d'ouvrages hydrauliques

Quartiers	Nbre de PMH	Appropriation PMH	Etat/observation
Natenga	02	Communautaires	2 Fonctionnels et affluents
Total	02 Communautaires tous fonctionnels		

Source : enquête ménages CETRI, Octobre 2023

VII.1.2 Infrastructures socio-économiques de la zone

D'après les enquêtes, les infrastructures socio-économiques existantes sont principalement les infrastructures éducatives, socioreligieuses et un petit « jaar » du village. Pour les détails voire le tableau dans l'annexe décrivant les insfractustructures, leurs nombres et lieux.

VII.2 Méthodologie de la conception

VII.2.1 Paramètres de base de dimensionnement

Après avoir consulté un certain nombre de documents, nous avons formulé des hypothèses pour l'étude de faisabilité technique de l'AEPS de Doubghin-Ouataghin. Ces valeurs sont désignées dans le tableau suivant.

Tableau 8: hypothèses de l'études

Horizon de l'étude	2050
Population de référence RGPH 2019 [hbts]	4533
Taux de desserte à l'horizon du projet [%]	80
Taux de desserte par BF [%]	20
Taux de desserte par BP [%]	60
Consommation spécifique par BF [litre/pers/j]	20
Consommation spécifique par BP [litre/pers/j]	25
Besoins annexes [%]	10
Rendement du réseau à l'horizon du projet [%]	85
Coefficient de pointe horaire	$2,5 \leq C_{ph} \leq 3$
Coefficient de pointe journalière	1.1
Temps de pompage journalier [h]	16
Temps de distribution journalier des BP [h]	18
Temps de distribution journalier des BF[h]	12
Nombre de personne par BP [hbts]	10
Nombre de personne par BF [hbts]	500
Pression de service [mCE]	$10 \leq P(mCE) \leq 30$
Condition de vitesse [m/s]	$0.3 \leq V(m/s) \leq 1.2$
La nature des conduites de refoulement/distribution	PVC

VII.2.2 Estimation des besoins en eau de la population

VII.2.3 Taux de croissance de la population

Les taux d'accroissement inscrits dans le tableau ci-dessous sont calculés selon les niveaux de subdivision administrative, grâce aux données de RGPH 2006 et RGPH 2019. Ils sont calculés à partir de l'équation (6).

Tableau 9:Taux d'accroissement

Population	RGPH 2006	RGPH 2019	Taux d'accroissement %
Région du centre est	1132016	1580508	2,60
Province de Boulgou	542082	737843	2,40
Commune de Tenkodogo	124985	157947	1,82
Village de Doubghin-Ouanginghan	2179	2593	1,35

Nous constatons que les valeurs du taux d'accroissement calculé croissent en fonction du niveau de la subdivision administrative. Ainsi nous avons réalisé notre étude en considérant le **taux d'accroissement communal calculé (1.82%)** parce que c'est le découpage immédiatement supérieur à celui de la zone d'étude et cela permet d'éviter une éventuelle sous-estimation de la population.

VII.2.4 Estimation de la population à l'horizon du projet

La population à la portée du projet 2050 est estimée par le biais du modèle de la croissance géométrique de Malthus défini par l'équation (7) **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** et le taux de croissance communal calculé

Tableau 10:Estimation de la population à l'horizon du projet

PROJECTION ET ESTIMATION DE LA POPULATION									
Horizon (n)	Année	2019	2024	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Population (n)	[hbts]	2593	2838	2890	3162	3460	3786	4143	4533

En 2050, la population du village de Doubghin-Ouatighin sera de **4533 habitants**

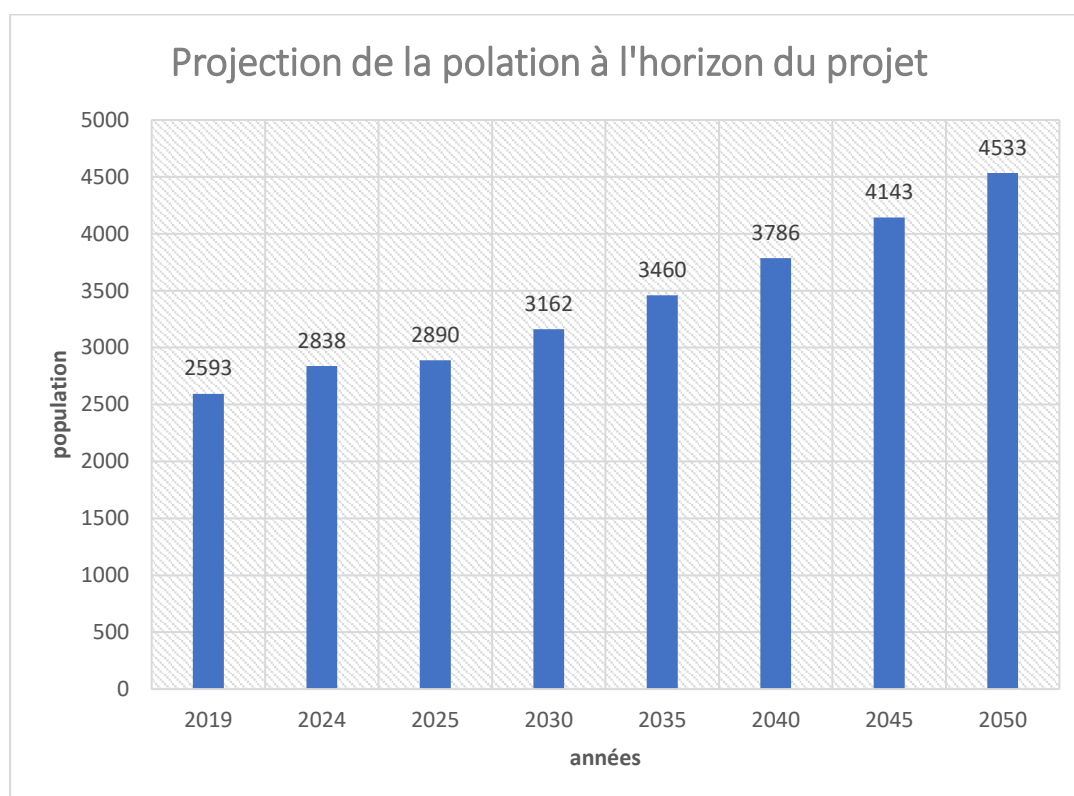


Figure 4: évolution de la population à l'horizon du projet

VII.2.5 Le taux de desserte

La vision du PN-AEP est d'atteindre un taux de desserte de 80% d'ici 2030. Comme notre projet s'étend au-delà de cette échéance, nous avons supposé un taux de desserte de 90%. Le tableau ci-dessous présente le taux de desserte suivant les années.

Tableau 11: Taux de dessert à l'horizon du projet

Années horizon	2024	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Population à l'année horizon (Pn)	2 838	2 890	3 162	3 460	3 786	4 143	4 533
Taux de desserte aux BP (%)	9,80	28,20	56,00	60,00	60,00	60,00	60,00
Taux de desserte aux BF (%)	22,90	28,20	24,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Population desservie par le SAEP (SAEP)	928	1630	2530	2768	3029	3314	3626

VII.2.6 Estimation des besoins en eau de la population à desservir

La population sera desservie par les Bornes Fontaines et les Branchements Particuliers. Les besoins en eau au niveau des BF et BP sont calculés par les équations (8), (9), (10), (11), (12). Le tableau ci-dessous donne une synthèse des résultats des besoin en eau de la population.

Tableau 12: Besoin en eau de la population

Horizon du projet		2024	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Population desservie par SAEPS		928	1630	2530	2468	3029	3314	3626
Besoin moyen journalier	m ³ /j	19,96	36,69	59,46	65,75	81,41	89,09	105,41
Besoin de production journalière	m ³ /j	21,75	40,77	67,25	74,68	93,56	102,38	112,02
Besoin total du jour de pointe (Bjp)	m ³ /j	25,18	46,21	76,94	85,62	107,36	117,48	128,54
Débit moyen horaire (Qmh)	m ³ /h	1,84	3,09	4,76	5,20	6,48	7,09	7,76
Débit de pointe horaire (Qph)	m ³ /h	4,60	7,73	11,91	13,01	16,20	17,72	19,39
	l/s	1,28	2,15	3,31	3,61	4,50	4,92	5,39

De ces résultats de ce tableau ci-dessus nous résumons l'estimation des besoins en eau de la population, en synthétisant pour l'horizon du projet 2050, nous avons :

- Besoin moyen journalier : **105,41 m³/j** ;
- Besoin de production journalier : **112,02m³/j** ;
- Besoin de jour de pointe : **128,54m³/j** ;
- Besoins de pointe journaliers : **128,54m³/j**,
- Débit moyen horaire : **7,76m³/h** ;
- Débit de pointe horaire : **19,39m³/h soit 5,39 l/s** ;
- Population desservis par SAPE : **3626 habitants**.

VII.2.7 La ressource en eau

La ressource doit être capable de satisfaire le besoin de pointe de la population. Le forage existant étant réalisé par un sourcier, nous l'avons retenu tout en réalisant un développement et un essai de pompage pour connaître la capacité de la nappe. Ainsi nous avons retenu $6\text{m}^3/\text{h}$ soit **$96\text{m}^3/\text{j}$** comme débit d'exploitation après les opérations de développement et d'essai de pompage. Cependant le besoin de pointe à satisfaire est de **$128.54\text{m}^3/\text{j}$** en 2050.

Pour ne pas exploiter au-delà de la capacité de l'aquifère nous ferons le choix d'une pompe dont son débit au point de fonctionnement est inférieur ou égale au débit d'exploitation. Nous avons choisi alors une pompe SP5A-12 fonctionnant à un débit de $5.80\text{m}^3/\text{h}$. En confrontant la production du forage (**$96\text{m}^3/\text{j}$**) aux besoins de pointe à satisfaire (**$128.54\text{m}^3/\text{j}$**), il est donc nécessaire de prévoir un forage supplémentaire à partir de 2035 afin de pouvoir répondre aux besoins de la population. Ainsi nous prévoyons un forage de même caractéristique distant entre eux de 500m qui sera raccordé aux pieds du château. Pour satisfaire ce besoin, nous nous sommes basés sur un temps de pompage de 16h, 8h assurées par le champ PV et 8h assurées par le groupe électrogène.

Résultats des essais de pompage

À l'issue de nos enquêtes nous avons identifié un forage à gros débit. Nous avons procédé à l'interprétation des essais de pompage par palier fait sur le forage en utilisant le logiciel OUAIP. Ainsi nous avons déterminé le débit critique du forage ($8\text{m}^3/\text{h}$) et aussi les pertes de charges linéaires et quadratiques qui nous a permis de déterminer le rabattement par la formule de Jacob. Après avoir déterminé le rabattement nous avons installé la pompe à 35m.

VII.3 Dimensionnement du réseau d'adduction

Le débit d'exploitation du forage correspond au débit d'adduction. Après le développement et les essais de pompage, nous avons un débit d'exploitation de $6\text{m}^3/\text{h}$ qui permettra de dimensionner le réseau d'adduction. Les conduites d'adduction seront en PVC PN16, de même pour l'exhaure et la colonne montante.

VII.3.1 Diamètre des conduites d'adduction

Grâce au débit d'exploitation, nous avons déterminé les diamètres du réseau d'adduction par des formules empiriques et le diamètre retenu est celui qui respecte les conditions de vitesse et de flamme. Le tableau suivant présente les diamètres possibles du réseau d'adduction issu de calcul :

Tableau 13: Conduite du réseau d'adduction

Formules	Dth(m)	Dint(mm)	Dint(m)	Dn(mm)	V(m/s)	Condition de vitesse	$V \leq 0,6 + D_c(m)$	Flamands
Munier	171	110	0,11	225	0,18	Non	0,71	Ok
Bonin	41	53,6	0,0536	63	0,74	Ok	0,65	Non
Bresse	61	63,8	0,0638	90	0,52	Ok	0,66	OK
Bresse modifier	95	106,6	0,1066	125	0,19	Ok	0,71	OK
Achour	52	53,6	0,0536	63	0,74	Ok	0,65	Non

Parmi ces formules nous retenons le diamètre donné par la formule de Bresse 90mm car il respect les conditions établies (V.2) donc plus économique.

VII.3.2 Exhaure et colonne montante

La longueur de l'exhaure de la pompe immergée jusqu'à la tête de forage sera de 35 m. La colonne montante sera longue de 17m comprenant la hauteur sous radier et la hauteur de la cuve en acier INOX. Ainsi les diamètres de l'exhaure et la colonne montante sont calculés par l'équation (16). Le tableau ci-dessous donne les résultats du dimensionnement :

Tableau 14: L'exhaure et colonne montante

	Dth(mm)	Dc(mm)	DN(mm)
Dexh(m)	33	43	50
Dcol(m)	46	54	63

Nous avons comme résultat le diamètre de l'exhaure 50mm et 63mm le diamètre des colonnes montantes. Mais dans la pratique nous allons uniformiser les diamètres 63mm.

VII.3.3 Dispositif anti-bélier

Pour mettre en place un dispositif anti-bélier, il faut s'assurer que les coups seront préjudiciables en vérifiant la surpression et la dépression dans le réseau. Les données du tableau suivant donnent les détails du calcul :

Tableau 15:Dispositif anti-bélier

Recapitulatif	
Qref(m ³ /h)	6
Lref(m)	324,87
Diamètre retenu(mm)	90
Vitesse(m/s)	0,52
Lambda	0,02
HMT(m)	53,78
Célérité(m/s)	476,94
Variation de pression (m)	25,346069
Surpression Hmax(m)	79,13
Dépression Hmin (m)	28,44
PN(m)	160
Pression atmosphérique(m)	10,33
PMA=1,2*PN (m)	192
Hmax=HMT+ΔP < PMA=1,2*PN : Il n'y a pas de risque de surpression	

Etant donné que Hmax est inférieur que la PMA et que le rapport entre Hmax et PN est inférieur à 1.2 donc les surpressions dans la conduite ne sont pas préjudiciables. La valeur de Pa est aussi inférieur à Hmin les dépressions dans la conduite ne sont pas préjudiciables non plus. En définitive, l'installation d'un dispositif anti-bélier n'est pas nécessaire car les couts de bélier ne sont pas préjudiciables pour la conduite, cependant il nécessaire de prévoir une soupape de décharge pour prévenir toute situation potentielle.

VII.3.4 Identification du point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement de la pompe est l'intersection entre la courbe du réseau ($H_{res}=f(Q)$) et la courbe caractéristique de la pompe ($HMT=f(Q)$). Ainsi pour trouver ce point nous avons calculé la charge du réseau à partir de la courbe caractéristique.

Tableau 16: les valeurs pour la détermination du point de fonctionnement

Q [m³/h]	0	1	1	2	3	4	5	6	7
HMT [m]	84	83	80,5	78,13	72,88	66,34	59,2	47,46	31,68
ΔH [m]	0,00	0,02	0,05	0,21	0,48	0,85	1,33	1,91	2,77
Hres [m]	56	56	56	56	56	56	57	58	58

Ces valeurs nous ont permis de tracer la courbe caractéristique de la pompe

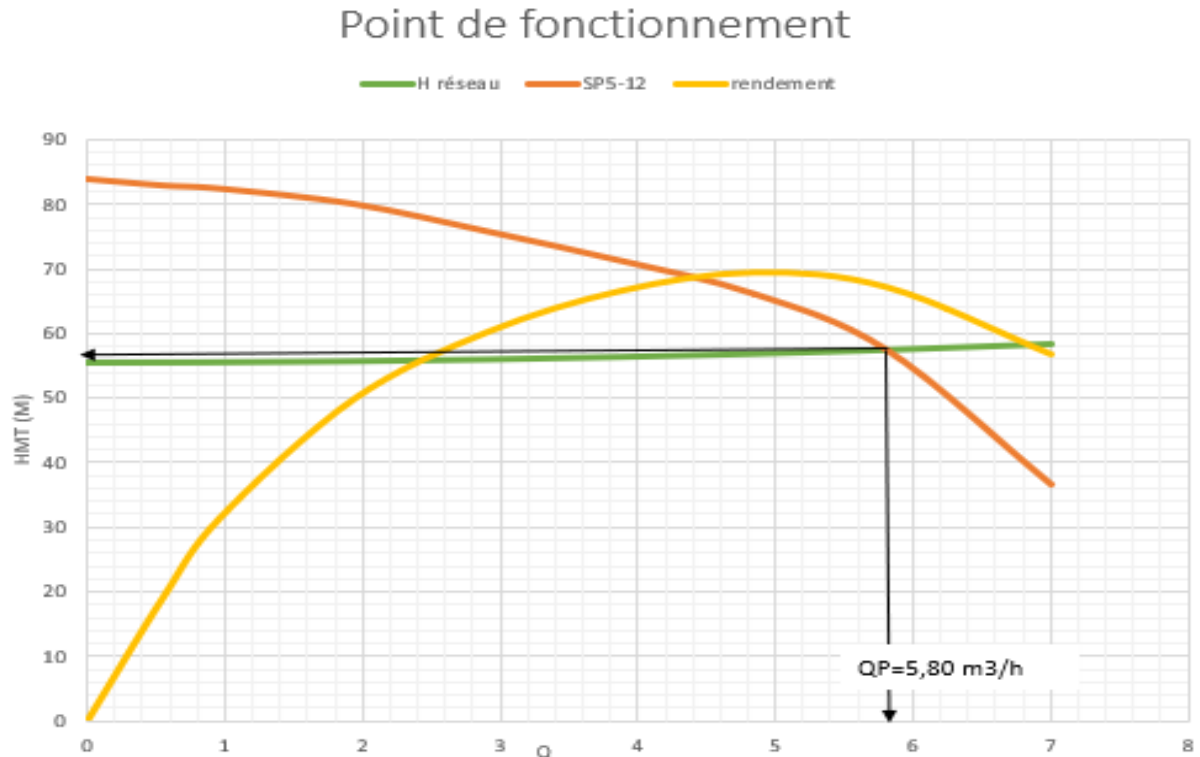


Figure 5: point de fonctionnement de la pompe

Nous avons les coordonnées du point de fonction, un débit de $5.80 m^3/h$ et une HMT de 56m

VII.3.5 Choix de la pompe immergée

Le débit d'exploitation du forage et la HMT sont les paramètres qui ont permis de choisir la pompe immergée sur le site de GRUNDFOS. Les caractéristiques de la pompe sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 17:Caractéristiques de la pompe

Choix de la pompe	
Type	SP5-12
Qp(m ³ /h)	6
HMT(m)	56.01
N(tr/min)	3000
Moteur	MS402
Tension nominale U	3*400
rp	54.6%
rm	77.8%
rg	42.5%
Pt (kW)	2.15
U (v)	400
In (A)	5.1
COSj	0,82

Nous avons choisi une pompe immergée de marque Grundfos de type SP5-12 doté d'un moteur PM à 6 puces de diamètre. Elle est en mesure d'élever 6 [m³/h] jusqu'à une hauteur de 56 [m].

VII.4 Dimensionnement du réservoir de stockage

Le volume utile du réservoir a été calculé par la méthode forfaitaire. Cette méthode consiste à considérer comme capacité du réservoir le tiers (1/3) de la demande de pointe horaire [9]. A partir du volume nous avons déterminé les caractéristiques du réservoir et les résultats sont contenu dans le tableau (17).

VII.4.1 Les caractéristiques géométriques du réservoir

Tableau 18:Caractéristique du réservoir

CARACTERISTIQUES DU RESERVOIR	
Volume théorique du réservoir calculé (m ³)	45,34
Volume adopté pour le réservoir (m ³)	40
Hauteur de la cuve du réservoir (m)	5
Diamètre de la cuve du réservoir (m)	3,5
Hauteur sous cuve du réservoir (m)	12

VII.4.2Système de traitement de l'eau

Pour assurer un bon contrôle de la qualité microbienne de l'eau consommée, un système de traitement de chlore est proposé et composé d'une pompe de type DOSTRON et un bac de préparation du chlore. La pompe est autonome et utilise la pression de l'eau comme la seule force motrice et injecte la dose hypochlorite de sodium nécessaire dans le réseau. Les résultats de dimensionnement du système sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 19:Système de traitement de l'eau

Dose de traitement (mg/l)	1,5
Q (m ³ /h)	6
C(g/l)	5
q inj(l/h)	1,8
Vbac (l)	28,8
Masse de chlore (g)	144

La capacité de la pompe doseuse est de **28,8 [l]** et il faut **144 [g]** de chlore par jour pour désinfecter l'eau au débit de **1.8 [l/h]**. Les temps de contact (**0.44 [h]**) et de séjour (**2.89 [h]**) suffisent pour assurer une action efficace du chlore sur l'eau et prévenir sa dispersion.

VII.5 Dimensionnement de la source d'énergie

Le système d'alimentation en énergie pour l'adduction potable du village de Doubghin-Ouatanghin est de type hybride. Il combine le groupe électrogène aux panneaux photovoltaïques. En cas de faible ensoleillement le groupe électrogène prendra le relai pour une bonne marche du système.

VII.5.1 Source d'énergie solaire

Le champ PV est dimensionné par l'équation et les résultats du dimensionnement sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Figure 6:Choix du générateur solaire

		CHAMP PV							
P _H (kW)	P _{abs} (kW)	P _m (kW)	P _c (kW _c)	N _{module} (U)	N _{module_serie} (U)	N _{module-derivation} (U)	In calculé (A)	Pond (KVA)	Pond (KW)
0,88	1,66	2.14	3.03	12.1	2,00	6	3.87	5	4.13

Des résultats de ce tableau, la puissance-crête est de 3.03 kW_c qui est supérieure à la puissance absorbée par le moteur. Nous retiendrons une valeur de 3 kW_c. Nous avons choisi des modules monocristallins de 250 W_c pour notre champ PV conduit à 12 modules répartis en 6 strings de 2 modules chacun.

VII.5.2 Choix de l'onduleur

Nous avons choisi un onduleur sur le site de Grundfos de type RSI 3*208*240 12A et les détails sont contenus dans le tableau ci-dessous :

Figure 7: choix de l'onduleur

Pt (kW)	Coef de correction K (U)	hp (%)	cosj	Pond (kVA)	Pond (kW)
2.15	1,05	65,80	0,82	5,00	4.13
Onduleur adapté choisi					
Type					RSI IP66
Puissance nominale (kW)					2,2
Tension nominale (V)					3x208-240
Tension d'entrée DC (V)					400
Frequence (Hz)					50/60
Tension nominale de sortie AC (V)					220
Courant nominale de sortie AC (A)					12

VII.5.3 Dimensionnement du groupe électrogène

Par l'équation nous avons la puissance du groupe et les résultats sont dans le tableau suivant :

Figure 8: choix du groupe électrogène

Pt (kW)	cosj	hp (%)	h _M (%)	U (V)	In (A)	Papp (kVA)
1,50	0,82	65,8	75,83	400	2,64	11

Le groupe est choisi est de type diesel de puissance 3KVA, fréquence de 50 Hz.

En somme nous retenons pour le dimensionnement de la source d'énergie :

- Un champ solaire de 2x6 modules monocristallins de 250Wc/24V
- Un onduleur Grundfos de RSI 3x208-240 IPP6 de 4.13KW, 12A.
- Un groupe électrogène diesel de puissance 11 kVA.

VII.6 Dimensionnement du réseau de distribution

Il est conçu dans le but satisfaire le besoin en eau du jour de pointe de la population. Il est constitué de six (06) bornes fontaines, des conduites, d'un château et des ouvrages de protection et est conçu sur la base des études socio-économiques menées auprès des ménages. La figure ci-dessous nous donne le tracé du réseau de distribution.



Figure 9: tracé du réseau

VII.6.1 Evaluation des besoins en route

Pour la desserte, les conduites du réseau assurent le transport et la distribution comme on peut l'observer sur le design du réseau figure (4). Six bornes fontaines ont été choisies sur la base des études socio-économiques et le système est conçu de telle sorte à desservir 272 branchements particuliers à l'horizon du projet 2050. Nous avons pris un robinet de 0,25l/s pour les BP et 0,75l/s pour les BP composés de trois (03) robinets de 0,25l/s. Le débit de distribution des BP est **2,11 l/s** pour une longueur totale **de 2929 m** ce qui conduit à un débit linéique de **0,00072 l/s/m** permettant de calculer les débits en route de chaque tronçon. Ensuite, nous obtenons les débits en amont et à l'aval de chaque nœud pour enfin calculer le débit fictif qui permet de dimensionner chaque tronçon du réseau de distribution.

VII.6.2 Calcul des débits de dimensionnement

Ayant des prélèvements particuliers et des bornes fontaines, le débit de dimensionnement ou le débit fictif est obtenu grâce aux débit amont et aval en appliquant (36). Les résultats des débits dans les différents tronçons sont contenus dans le tableau (20).

VII.6.3 Calcul de diamètre des conduites

En obtenant les valeurs des débits fictifs nous avons déterminé les diamètres théoriques par l'application de l'équation de la continuité (31). Les valeurs de diamètres des différents tronçons du réseau varient de DN63 à DN110 et contenu dans le tableau (20).

VII.6.4 La vitesse réelle dans les conduites

Avec l'application de l'équation (38) les différentes valeurs de la vitesse réelle dans les conduites de distribution varient dans la plage de 0.3 à 1.2 m/s. Pour plus de détail voir le tableau (20) pour les valeurs de la vitesse des différents tronçons.

VII.6.5 Calcul de la pression dans le réseau

Les calculs de la pression dans le réseau ont permis de connaître la valeur de la charge minimale à imposer au réservoir, la valeur de la ligne de charge 363.80m, la valeur de la pression disponible dans les différents nœuds compris entre 10 et 27.45 mCE. Les différentes valeurs sont contenues dans le tableau (20)

Tableau 20:Débit de dimension du réseau de distribution

Tronçon	Longueur	Qfictif (l/s)	Dth (m)	Dth (mm)	Dcint (m)	DN	v (m/s)	alt	DH (m)	Dhcum	Zmin	Haval	Pdisp
N1-CE	15	6,34	0,09	89,85	0,10	110	0,82	337,18	0,12	0,12	347,30	363,68	26,50
N1-N2	75,66	1,99	0,05	50,34	0,08	90	0,38	337,51	0,19	0,30	347,81	363,49	25,98
N2-BF3	417,39	0,84	0,03	32,79	0,06	57	0,33	340,00	1,24	1,55	351,55	362,25	22,25
N2-N3	128,62	1,87	0,05	48,77	0,06	63	0,73	337,59	1,66	1,96	349,55	361,83	24,24
N3-N4	83,87	1,79	0,05	47,74	0,06	63	0,70	337,76	1,00	2,96	350,72	360,83	23,07
N4-BF2	23,3	0,76	0,03	31,09	0,06	63	0,30	338,06	0,06	2,02	350,08	361,77	23,71
N4-N5	306,52	0,89	0,03	33,67	0,06	63	0,35	337,86	1,00	3,02	350,88	360,77	22,91
N5-BF1	25,8	0,76	0,03	31,11	0,06	90	0,30	338,16	0,06	0,18	348,34	363,61	25,45
N1-N6	336,68	4,21	0,07	73,23	0,10	110	0,54	334,93	1,23	1,41	346,34	362,38	27,45
N6-N7	39,96	1,18	0,04	38,70	0,06	63	0,46	335,43	0,22	1,63	347,06	362,16	26,73
N7-N8	135,61	1,12	0,04	37,70	0,06	63	0,44	336,81	0,67	2,30	349,11	361,49	24,68
N8-N9	240,83	0,91	0,03	34,00	0,06	90	0,36	336,90	0,82	3,84	350,74	359,95	23,05
N9-BF6	86,38	0,78	0,03	31,60	0,06	63	0,31	336,20	0,22	4,07	350,27	359,73	23,53
N6-N10	74,36	2,86	0,06	60,39	0,06	63	1,12	338,00	2,15	6,21	354,21	357,58	19,58
N10-N11	172,68	2,78	0,06	59,48	0,06	63	1,09	338,09	4,71	10,92	359,01	352,87	14,78

N11-N12	141,77	2,66	0,06	58,24	0,06	63	1,04	337,93	3,57	14,49	362,42	349,30	11,37
N12-BF4	23,7	0,75	0,03	30,95	0,06	63	0,29	338,74	0,06	14,55	363,29	349,24	10,50
N12-N13	47,61	1,17	0,04	38,56	0,06	63	0,46	336,91	0,26	14,81	361,72	348,99	12,08
N13-N14	296,26	1,05	0,04	36,61	0,06	63	0,41	336,90	1,32	16,12	363,02	347,67	10,77
N14-N15	228,16	0,86	0,03	33,10	0,06	63	0,34	336,91	0,70	16,83	363,74	346,97	10,06
N15-BF5	27,82	0,76	0,03	31,13	0,06	63	0,30	336,90	0,07	16,90	363,80	346,90	10,00
						Vmax	1,12		21,32	max(Zmin)	363,80	Pmax	27,45
						Vmin	0,29			Zrad	12,00	Pmin	10,00

Les résultats du tableau nous donnent les diamètres des conduites, les vitesses dans les conduites et la pression disponibles aux nœuds de notre réseau de distribution. Il est vérifié de ces valeurs de vitesse et de pression, qu'elles respectent les conditions de vitesse et de pression établies en (IV.3.1.6) donc satisfaisantes.

Nous avons également de la valeur de cote de radier de 363.45m et une hauteur sous radier de 12m avec une pression minimum de service 10mCE.

VII.7 Simulation sur epanet

Avec les paramètres d'entrée, le débit, la charge, le diamètre nous avons pu observer le comportement hydraulique de notre réseau par simulation sur epanet. La figure suivante présente les résultats de cette simulation :

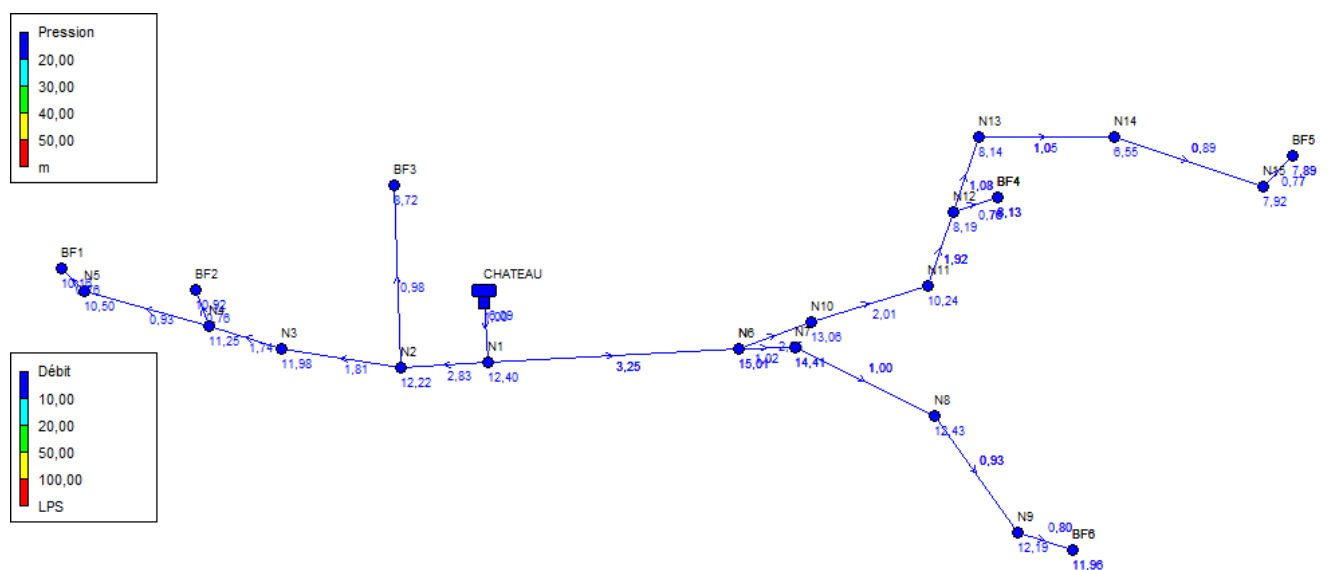


Figure 10: simulation du réseau sur Epanet

VII.7.1 Analyse comparative entre les valeurs calculées et simulées

Cette comparaison est faite pour apprécier la différence entre les valeurs de la vitesse, de la pression obtenues par calcul sur Excel et celles obtenues par simulation sur Epanet. Les figures suivantes représentent cette comparaison.

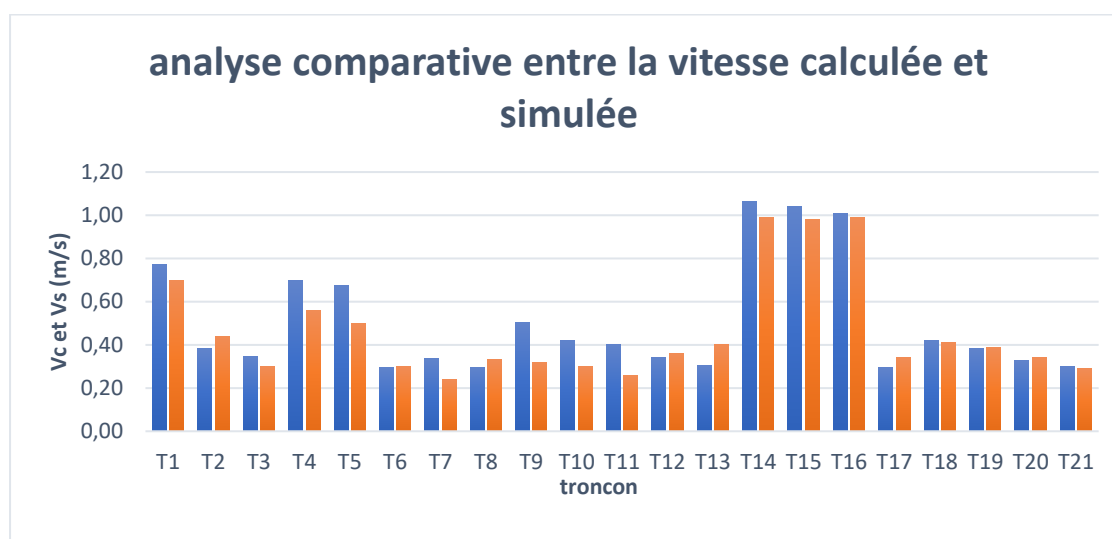


Figure 11: comparaison de la vitesse calculée et simulée

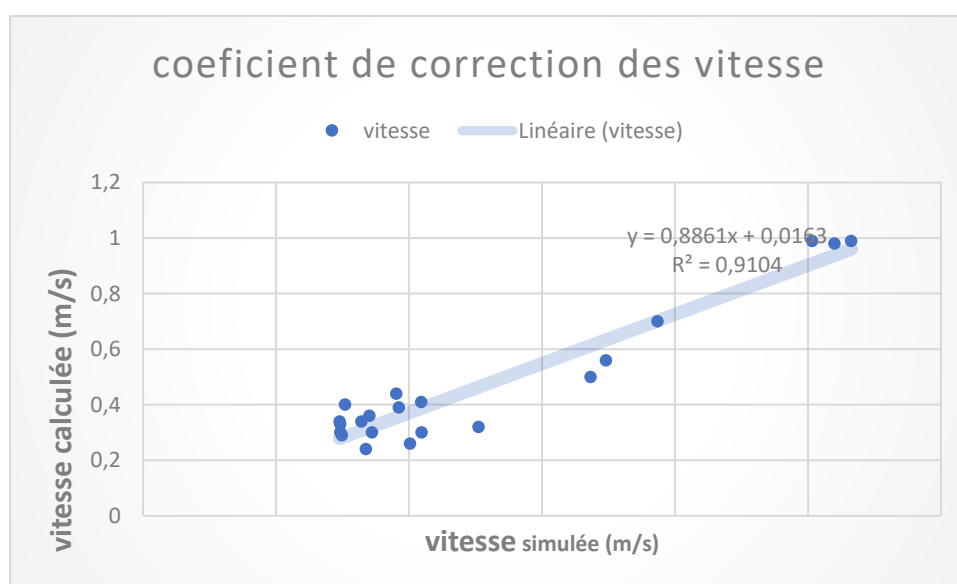


Figure 12: corrélation entre les vitesses

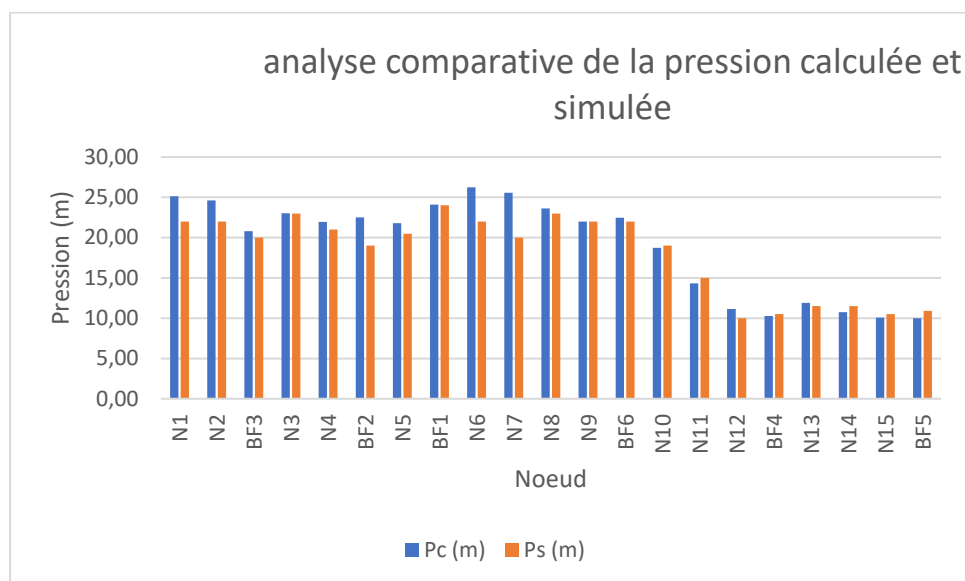


Figure 13: comparaison de la pression calculée et simulée

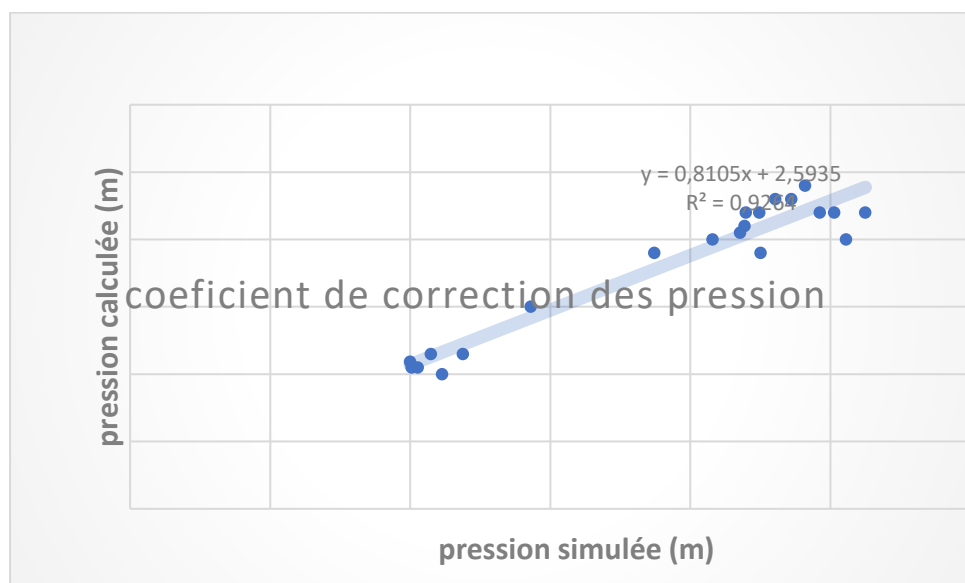


Figure 14: corrélation entre les pressions

En observant et en analysant les deux figures de la valeur calculé et simulée, les bâtons sont proportionnellement dans les mêmes tailles ce qui veut dire les valeurs convergent avec un coefficient de corrélation $R=0.92$ pour la pression et 0.91 pour la vitesse la simulation du réseau est satisfaisante.

VII.7.2 Pose des conduites

Les conduites sont enterrées pour éviter tout dommage qui pourrait être dû aux charge lourde et au soleil. La profondeur et la largeur des fouilles sont déterminé par l'équation (44)

Tableau 21:Dimension de la fouille

DN (mm)	Linéaire	Dimension théorique		Dimension retenue	
		H (m)	L (m)	H (mm)	L (mm)
110	351,68	0,91	0,51	100	60
90	425	0,89	0,49	90	50
63	2474,84	0,863	0,463	90	50

De ce tableau nous retenons :

Pour les conduites de DN90 et DN63 une profondeur et une largeur de la fouille 90mmx50mm ;

Pour les diamètres de D110 une profondeur et largeur de 100mmx60mm.

VII.8 Equipement hydraulique et annexes

VII.8.1 Equipement de protection

Pour le bon fonctionnement du réseau il est nécessaire d'installer des équipements de protection. Ainsi nous avons les équipements suivants :

Robinet-vanne : dans chaque conduite, un robinet vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer un sectionnement de chacune en cas de besoin.

Le trop-plein : c'est une conduite destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle évacue l'excédent d'eau.

Vidangeurs : c'est une conduite qui se trouve au plus bas du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop plein et comporte une vanne-robinet.

Ventouses ou purgeurs : c'est un dispositif installé au point le plus haut, au point le plus bas, aux points morts où aux extrémités des conduites. Elle assure l'élimination de l'air dans la conduite

Clapets non-retour : ils garantissent la sécurité, la protection des équipements du réseau et assurent une bonne qualité de l'eau ;

By-pass : c'est une conduite qui relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage, la réparation, l'entretien...

VII.8.2 Ouvrages annexes

Local technique : lieu de l'installation du système de traitement et la commande électrique ;

Clôture de protection : construit en grillage barbelé autour du forage et du château.

Bureau : pour le gestionnaire afin de lui permettre de bien gérer le réseau.

Latrine et douche : pour être utilisé par le personnel de gestion du système.

Magasin : lieu de dépôt de matériel de gestion.

VIII. Estimation des coûts de réalisation du projet

L'analyse financière détermine la faisabilité d'un projet, de ce fait nous nous sommes appuyés sur des devis déjà réalisés pour des projets similaires et sur le mercurial des prix des infrastructures hydrauliques[11] pour élaborer le devis quantitatif et estimatif de notre projet. Le tableau ci-dessous donne la structuration des coûts :

Tableau 22: estimation des couts de réalisation des projets

N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	MONTANT
1	DEPLACEMENT-INSTALLATION DU CHANTIER	4 900 000
2	ELECTROPOMPE ET EXHAURE	4 750 000
3	ENERGIE ET RACCORDEMENTS	26 316 750
4	RESEAU D'ADDUCTION	6 051 400
5	POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES	5 101 000
6	CHÂTEAU D'EAU DE 40 m ³	32 150 000
7	RESEAU DE DISTRIBUTION	54 791 500
8	DIFFERENTS CONSTRUCTION ET SYSTÈME D'ECLAIRAGE	19 700 000
MONTANT TOTAL HORS TAXES		153 760 650
TVA (18%)		27 676 917
TOTAL TTC		181 437 567

Il ressort de l'analyse financière à travers le tableau, le montant de la réalisation du projet s'élève à cent quatre-vingt-un millions quatre cent trente-sept mille cinq cent soixante-sept FCFA (**181 437 567 FCFA**).

VIII.1 Amortissement et charge d'exploitation

L'amortissement désigne la perte de valeur répartie sur la durée de vie de l'équipement, son calcul permet d'anticiper l'acquisition d'un nouvel matériel pour renouveler l'équipement en fonctionnement lorsque sa durée d'utilisation atteindra les conditions optimales d'utilisation. Pour le renouvellement des équipements, il est dit dans le document Cadre de Gestion du Service Public de l'Eau Potable en zone rural [12], que le maître d'ouvrage est responsable du renouvellement des équipements dont la durée de vie est supérieure ou égale à 15 ans. Dans le cadre de gestion de l'ouvrage le fermier en assure l'entretien et la maintenance.

La charge d'exploitation.

Le table ci-après donne les coûts d'amortissement et les charges d'exploitations

Tableau 23: cout de l'amortissement et la charge d'exploitation

Dotations aux amortissements				
	Désignation	Durée de vie (ans)	Investissement (F CFA)	Annuité (F CFA/an)
	Pompe	5	3 000 000	600000
	Groupe électrogène	5	7 000 000	1 400 000
	Onduleur	5	2 500 000	500 000
	Super structure/aménagements	5	500 000	100 000
	Accessoire	5	16 816 750	3 363 350
	Amortissement total			5 963 350
	Salaire du personnel			
Charge d'exploitation	Désignation	Personnel	Salaire mensuel (cfa)	Montant annuel (cfa)
	Chef de centre	1	50000	600 000
	Fontainier	6	40000	2 880 000

	Maintenancier	1	50000	600 000
	Gardien	2	40000	960 000
	Charge du personnel			5 040 000
	Charge annuelle de fonctionnement			
	Désignation	Fréquence	Durée/ans	Montant annuel
	Entretien du groupe	4 mois	4	200 000
	Maintenance	1 mois	12	180 000
	Carburant (j)	3,84	1401,6	1 121 280
	Chlore (kg)	0,6	219	3 942 000
	Charge de fonctionnement annuel			5 443 280

L'analyse financière présentée dans ce tableau nous montre :

- Un amortissement annuel s'élevant à cinq millions neuf cent soixante-trois mille trois cent cinquante CFA (**5 963 350 F CFA**) ;
- Une charge d'exploitation annuelle s'élevant à dix millions quatre cent quatre-vingt-trois mille deux cent quatre-vingt franc CFA (**10 483 280 F CFA**) composée de la charge du personnel de quatre millions huit cent mille franc (5 040 000 FCFA) et de la charge du fonctionnement d'un montant de quatre millions deux cent vingt-deux mille sept cent vingt-sept franc (5 443 280 F CFA).

Prix de revient de l'eau

Il est déterminé en fonction de la charge d'exploitation, de l'amortissement prévu sur la durée de vie du projet ainsi que du volume d'eau produit et vendu au cours du projet. Une marge de 20% est ensuite appliquée au prix de revient pour fixer le tarif de vente de l'eau. Cette approche permet de couvrir les coûts tout en assurant un minimum de rentabilité du projet. Voir le tableau suivant pour le prix de vente de l'eau :

Tableau 24: prix de vente d'un mètre cube d'eau

Désignation	Unité	Total sur 26 ans
Dotations aux amortissements	F CFA	155 047 100
Charges d'exploitation	F CFA	149 793 934
Volume total d'eau produit	F CFA	1 219 840
Volume total d'eau vendu	F CFA	975 872
Prix de revient du m ³ d'eau	F CFA	312
Prix de vente du m ³ d'eau	F CFA	375

Après calcul, le prix de production d'un mètre cube d'eau est de **312 F CFA** et le prix théorique de vente est de **375 F CF**. Pour notre projet nous retiendrons 400 Fcfa par mètre cube d'eau soit environs 10 FCFA pour un bidon de 20 l et pour les flux de 100 l environ 100Fcfa ce qui répond à la capacité d'achat de la population selon l'étude socio-économique et conforme aux textes [12].

VIII.2 Gestion des système AEPS

Le Burkina Faso, comme d'autre pays, est confronté à la question de gestion des ouvrages des qui sert de l'eau potable et de l'assainissement est un défi majeur à relever. Pour répondre à ce défi, l'état confie la charge de gestion du service public de distribution de l'eau potable aux communes pour garantir la viabilité et la pérennité de ces ouvrages hydrauliques. Pour accompagner ce processus de la décentralisation et améliorer durablement en matière d'accessibilité de l'eau potable des personnes en zone rurale, le Décret n°2000-514/PRES/PM/MEE du 03 novembre 2000 recommande la délégation de la gestion des AEPS à la municipalité à un fermier, par un contrat d'affermage ou sous la gestion directe de la commune[13]. Par ailleurs, certaines communes ont développé d'autres formes de gestion à savoir la gestion communautaire, gestion partage, la gestion par EPCD, etc. Cependant toutes ces formes connaissent des difficultés[14].

VIII.2.1 Présentation des modes de gestion des AEPS

L'Etat et ses filiales (DGEP, DREAH) jouent un rôle central dans la gestion des AEPS. Ils ont pour but de réguler, d'établir un climat propice à la réforme assurent les fonctions de régulation, de mise en place d'un environnement favorable à la réforme et d'harmoniser les politiques, les lois et les réglementations, de transférer des compétences et d'instaurer des dispositifs d'accompagnement, ainsi de suivre de la qualité de l'eau consommée par la population. Quant aux consommateurs, ils payent le service de l'eau et assurent un usage rationnel de l'eau.

➤ La délégation de gestion par affermage ou exploitation

L'affermage est un mode de gestion dans lequel le maître d'ouvrage délègue l'exploitation de l'ouvrage réalisé à un opérateur privé, appelé fermier. Ce dernier prend en charge la gestion à ses propres risques et est rémunéré à partir des revenus issus de la vente de l'eau, selon un tarif établi par contrat. Ce type de contrat inclut la responsabilité du fermier dans le renouvellement de certains équipements, ce qui contribue à maintenir la durabilité des infrastructures. De plus, ce modèle permet de stabiliser les tarifs pour les usagers tout en garantissant une gestion financièrement équilibrée.

➤ La gestion partagée des SAEPS

Le mode de gestion des SAEPS repose sur une collaboration entre plusieurs acteurs locaux, incluant les collectivités territoriales, les associations des usagers d'eau (AUE). Ce mode a été développé par l'ADAE dans la région de Bobo-Dioulasso. Dans cette gestion la commune, les AUE et l'ADAE sont des acteurs clés impliqués pour gérer le système.

Les AUE assurent la maîtrise déléguée de l'ouvrage et gère l'exploitation et l'entretien du système, tout en collectant les contributions financières des usagers et l'ADAE apporte un soutien technique, des formations et des outils de gestion pour renforcer les capacités des AUE.

➤ La gestion communautaire

Elle est actuellement la plus répandue au Burkina, varie selon les communes mais s'apparente souvent à une gestion en régie communales. Elle repose sur un comité de gestion ou une association locale, chargé de la production et la distribution de l'eau. La vente est effectuée par un fontainier rénuméré, tandis que le comité peut collaborer avec un partenaire pour l'entretien des équipements et peut revêtir différentes formes variant d'une communauté à une autre. Dans tous les cas, elle s'apparente à une gestion de régie communale.

La commune, représentée par le Maire, agit en tant que maitre d'ouvrage et intervient dans la mise en place et la supervision des acteurs. Ses responsabilités incluent la pérennisation des AEPS, le renouvellement des équipements non pris en charge par l'Etat, le suivi du service et le recrutement des fontainiers. Le comité gère la distribution de l'eau, les finances, et l'établissement de bilans, mais fonctionne sans contrat formel ni document d'évaluation disponible.

Ceci n'est pas une représentation exhaustive des modes des gestion. Selon l'inventaire des ouvrages hydrauliques nationaux 2022, il en existe sept modes de gestions des systèmes d'AEPS au Burkina dont les situations sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Modes de gestion des AEPS

Mode de gestion	Nombre d'AEPS	Proportion	Proportion sur les modes connus
Affermage	266	17,62%	44,93%
Association	114	7,55%	19,26%
AUE	38	2,52%	6,42%
Concession	32	2,12%	5,40%
Exploitant	15	0,99%	2,53%
Groupement	16	1,06%	2,70%
Régie	111	7,35%	18,75%
Autre	918	60,79%	-

Source : INO 2022

VIII.2.2 **Choix du mode de gestion de l'ouvrage**

En s'appuyant sur les analyses sociales et l'analyse des résultats du tableau de gestion des AEPS, nous retiendrons le mode gestion par affermage. En effet, c'est le mode le plus utilisé sur le territoire national et cela est prouvé par les proportions affectées à ce dernier (tableau 28).

Avantages de la gestion par affermage

L'exploitation est assurée par un opérateur privé expérimenté, ce qui améliore l'efficacité et la qualité du service,

- La commune délègue la gestion quotidienne, ce qui réduit ses coûts et sa charge administrative ;
- Le fermier est souvent impliqué dans l'entretien courant, contribuant ainsi à la durabilité des systèmes ;
- L'opérateur supporte les risques financiers liés à l'exploitation, limitant les pertes pour la commune en cas de mauvaise gestion ;
- Le fermier est incité à maximiser les revenus tout en améliorant le service pour garantir sa rentabilité ;
- Un contrat clair définit les obligations de chaque partie, garantissant une meilleure transparence et une gestion formalisée.

IX. Etude d'impact environnemental

Au Burkina Faso tout promoteur d'un projet doit effectuer une étude d'impact environnemental pour identifier les risques probables liés à l'impact du projet sur l'environnement et proposer des mesures d'atténuation de ces risques.

Pour bien mener l'étude, il faut au préalable connaître la catégorie du projet. De ce fait selon l'article 5 du décret de l'évaluation environnementale [15] nous avons trois catégories à savoir :

- Catégorie A : les taches qui sont soumis à une analyse d'impact environnemental et social ;
- Catégorie B : les taches soumis à une notice d'impact environnemental et social ;
- Catégorie C : des activités soumises faisant l'objet d'une prescription environnementale et sociale.

Pour identifier la catégorie de notre projet nous sommes basés sur le décret d'évaluation environnementale, spécifiquement à l'annexe I (page 16). Le projet étant localisé en milieu rural, il sera classé dans la catégorie C nécessitant une prescription environnementale. Cette démarche vise une prise en compte adéquate des enjeux environnementaux conformément aux règlements en limitant les éventuels impacts potentiels sur l'écosystème du milieu local permettant une intégration harmonieuse du projet.

De ce fait, nous allons d'abord ressortir les activités sources d'impact de notre projet, ensuite mesurer l'impact sur l'environnement et enfin proposer un plan de suivi environnemental qui s'assurera que le projet reste conforme aux normes environnementales pendant son exploitation et tout au long de sa durée de vie.

IX.1 Les activités source d'impact sur l'environnement

- Les travaux de foration ;
- Travaux de terrassement, excavation, fouilles ;
- Implantation du château d'eau ;
- Construction des infrastructures ;
- Installation du chantier.

IX.1.1 Impact positif

- Amélioration du taux d'accès à l'eau potable du village ;

- Amélioration des conditions de vie de la population ;
- Baisse des maladies hydriques ;
- Développement des activités économiques de la zone,
- Création d'emplois lors de l'exécution des ouvrages ;
- Emplois stables pour six personnes du village qui vont gérer les BF.

IX.1.2 Impact négatif

- La perturbation de la faune et la flore ;
- Risques d'accidents de travail et circulation ;
- Pollution d'air suite à la production des déchets solides et liquides et gazeux lors de la démolition du site par les engins ;
- Pollution de la nappe phréatique par les huiles usées des engins.

Programme de surveillance et de suivi environnementale

Ce programme permet de s'assurer que lors de l'exécution des travaux la prescription environnementale est respectée.

Tableau 26:plan de suivi environnemental

Section	Actions	Paramètre de suivi	Fréquences	Responsabilité
Reserve en eau	Analyse de la qualité de l'eau (physico-chimique de l'eau et bactériologique) Suivi de la nappe d'aquifère.	Contrôle de pH, turbidité, contaminants bactériens ; Niveau piézométrique.	Mensuelle pour l'analyse de l'eau, Semestrielle pour le niveau de la nape	DREA
Santé publique	Suivi des maladies hydriques et des populations affectées,	Taux de prévalences des maladies liées à l'eau.	06 mois	DG santé

	Inspection des infrastructures sanitaires.			
Sécurisation des employés	Mise en œuvre des mesures pour prévenir des conflits sociaux sur le lieu de travail	Respect des normes sociales et les conditions du travail	06 mois	Association des consommateurs
Gestion des déchets	Contrôle de la gestion des déchets solides et dangereux générés	Taux de recyclage et gestion appropriée des déchets	12 mois	Service national de gestion des déchets
Biodiversité locale	Surveillance des impacts sur la faune et la flore locale	Inventaire des espèces affectées et évaluation des habitats	Une mission/an	Office national de conservation de la biodiversité
Sensibilisation sociale	Formation et sensibilisation des employés et la communauté locale aux enjeux environnementaux	Taux de participation aux ateliers et sensibilisation	06 mois	ONG environnementales locales.

X. Conclusion et recommandation

La mise en place de ce nouveau système d'approvisionnement en eau portable simplifié dans le village de Doubghin-Ouatanghin constitue une réponse à l'accès inégal à l'eau potable. La répartition des ressources en eau était mal répartie d'après les études socio, obligeant une grande partie de la population à parcourir plus d'un kilomètre pour s'approvisionner. Grâce à cette étude de faisabilité technique, les besoins en eau ont été quantifiés, et un système adapté a été conçu capable de répondre à la demande journalière de pointe de 128m³/j pour desservir 3626 personnes à l'horizon 2050. Ce projet repose sur un forage de 50m de profondeur, équipé d'une pompe GRUNFOS SP7-12 délivrant un débit d'exploitation de 6m³/h. l'eau sera stockée dans un château métallique de forme cylindrique de 40m³, situé à 12m de hauteur, avant d'être distribuer via un réseau ramifié de 2.928km, comprenant six (06) Borne Fontaine de trois robinets chacune et des branchements particuliers, initialement prévu au nombre de 28, avec une extension possible 317 à l'horizon. Le système utilise une alimentation énergétique hybride, combinant des panneaux solaires d'une puissance de 2.5 kWc et un groupe électrogène de 3kVA pour garantir une alimentation continue. La gestion du système sera confié à un opérateur privé sous contrat d'affermage. Le cout de réalisation du projet s'élève à 181 437 567 FCFA TTC, avec un prix de vente de 400FCA le m³ d'eau.

Pour garantir la durabilité et la performance du système, nous recommandons :

Au maitre d'ouvrage (DREA-CES) :

- Actualiser périodiquement les couts des équipements
- Prévoir un programme de maintenance préventive pour préserver les équipements et garantir leur bon fonctionnement ;
- Déléguer la gestion de l'AEPS à un fermier qui est une bonne expérience de gestion des ouvrages ;
- Mettre en place un cadre de suivi-évaluation pendant les travaux pour garantir la qualité des ouvrages ;
- Planifier à partir de 2035, un forage supplémentaire pour renforcer le réseau et répondre à la croissance de la demande en eau potable de la population

Au maitre d'œuvre (ACMG) :

- Former des techniciens locaux pour assurer le bon fonctionnement et une exploitation efficace de l'AEPS ;

- Impliquer la population locale dans toutes les phase, de la conception à la réception des ouvrages ;
- Veiller au respect strict des spécifications techniques et des normes de la qualité pour garantir la durabilité des ouvrages à réaliser ;
- Etablir un dispositif de dialogue et médiation avec les communautés pour prévenir et gérer les conflits pendant l'exécution des travaux.

Gestionnaire de l'AEPS (fermier) :

- Sensibiliser les habitants sur l'importance des branchement privés et encourage leur adoption, également sur l'utilisation rationnelle de l'eau et de l'hygiène ;
- Réaliser régulièrement des analyses physico-chimique et bactériologique pour le contrôle de la qualité de l'eau consommée ;
- Transparence dans la gestion des revenus et des dépenses pour la confiance des parties prenantes ;
- Planifier le renouvellement des équipements dont la durée de vie est inférieure à 15 ans pour maintenir la viabilité du système.

Bibliographie :

- [1] « Commune de Tenkodogo Plan stratégique communal des services publics d'eau potable et d'assainissement Horizon 2030 ».
- [2] « monographie_centre_est.pdf ».
- [3] CETRI, « Etude socio-économique du site de Doubguin-Ouantangin, commune de Tenkodogo, dans la Province du Boulgou, région du Centre -Est ».
- [4] « MEA_PN_AEP_2016_2030.pdf ».
- [5] « MEA/Décret. (2019). Décret portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès au Service Public d'eau potable. »
- [6] Z. Denis, « 2ie Cours d'approvisionnement en eau potable ; 2003 ».
- [7] R. Yonaba, « cours AEP-Yonaba. pdf ».
- [8] MOUNIROU, « Essentiel de Pompes et stations de pompage.CE.pdf ».
- [9] « OUEDRAOUGO, B.U 2005. Ouvrages constitutifs de systèmes d'AEP : Adduction-Réservoir-Réseau de Distribution ».
- [10] P. C. SOME, « Etudes de faisabilité technique et financière d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable simplifié (AEPS) à Songpelsé dans la commune de Thyou, région de Centre Ouest au Burkina Faso. » 2024.
- [11] « Mercuriale BTP 2023 - Tenkodogo _ PDF _ Béton _ Brique (1) ».
- [12] « Document cadre de gestion du service public de l'eau potable en milieu rural vu sane ».
- [13] « La réforme du système de gestion des infrastructures hydrauliques d'alimentation en eau potable en milieux rural et semi-urbain ».
- [14] « Mode-de-gestion_AEPS_170517-1.pdf ».
- [15] « DECRET conditions validation d'évaluation environnementale.pdf ».

Annexe

Annexe 1: Estimation des couts des travaux

ESTIMATIF DES COÛTS DES TRAVAUX DE L'AEPS DE DOUBGHIN OUATANGHIN					
Poste N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
1	DEPLACEMENT-INSTALLATION DU CHANTIER				
1.1	Installation de chantier et acheminement de matériel	Ff	1	3 000 000	3 000 000
1.2	Coûts d'exploitation des installations de base	Mois	4	350 000	1 400 000
1.3	Réalisation du dossier d'exécution et des plans de récolement de l'ensemble du réseau.	ff	1	500 000	500 000
	TOTAL 1				4 900 000
2	POMPE ET EXHAURE				
2.1	Développement du forage	u	1	250 000	250 000
2.2	Pompage d'essai	u	1	900 000	900 000
2.3	Evaluation de la qualité l'eau	u	1	100 000	100 000
2.4	Tête de forage (GC)	forfait	1	500 000	500 000
2.5	Pompe immergées (SP7-12) de 20 [m³/h], HMT 56 [m] – fourniture et pose	u	1	3 000 000	3 000 000
	TOTAL 2				4 750 000
3	RACCORDEMENTS -ENERGIE -POSE+FOURNITURE				
3.1	Groupe électrogène diesel triphasé 3 kVA, à	u	1	7 000 000	7 000 000
3.2	Cuve journalière de 250 litres équipée de pompe manuelle type JAPPY, y	u	1	900 000	900 000

3.3	Bac à sable de 50 litres avec une pelle	u	1	100 000	100 000
3.4	Extincteur + support de fixation	u	1	225 000	225 000
3.5	Rallonge pour groupe	ens.	1	80 000	80 000
3.6	Convertisseur C/A triphasé de 3kVA, 380V a	u	1	2 500 000	2 500 000
3.7	Câble U1000 R02V de 4G6mm ² pour raccorder Groupe Elec- onduleur-inverseur	ens	1	90 000	90 000
3.8	Cable 4G4mm ² enterré sous PVC couvert de grillage avertisseur pour alimenter de la boîte de raccordement sous la tête de l'ouvrage	ens	1	410 000	410 000
3.9	Cable 4G4 mm ² pour l'alimentation de l'électropompe à partir de la boîte de raccordement tête de l'ouvrage	m	130	4 200	546 000
3.10	Câble 3G1,5mm ² pour la surpression de l'électropompe du pressostat jusqu'à la boîte d'acheminement dans l'abri.	m	80	1 400	112 000
3.11	Câbles d'électrodes de niveau à immersion permanente de 1G1,5mm ²	m	165	2 250	371 250

	des électrodes dans le forage à la boîte connecteur au sommet de l'ouvrage.				
3.12	Boîte de raccordement pour raccorder de l'électropompe au câble de puissance, incluant compris toutes sujétions	u	1	35 000	35 000
3.13	Coffret imperméable pour jonction pour connecter les câbles sous la tête de l'ouvrage à l'aide de câble 4G2.5 mm2	u	1	345 000	345 000
3.14	Sonde pour détecter de niveau, incluant toutes sujétions	u	3	22 500	67 500
3.15	Armoire électrique équipée conforme aux descriptions dans le but d'alimentation et la commande électropompe immergée, incluant toutes sujétions	u	1	1 400 000	1 400 000
3.16	Raccorder l'avertisseur sonore, incluant toutes sujétions	u	1	175 000	175 000
3.17	Dispositif de protection contre la masse électrique puits équipé et raccordé	u	1	225 000	225 000

3.18	Configuration d'un flotteur pour la régulation de la surpression	u	1	985 000	985 000
3.19	Branchement d'un pressostat double seuil pour réguler la surpression	u	1	225 000	225 000
3.20	Station solaire de 3 kW comprenant une plateforme PV, régulateur, accessoires...incluant les pièces de rechange et matériel nécessaire	ens.	1	10 000 000	10 000 000
3.21	Câble 2x16mm ² enterré dans tube gorgé couvert grillage avertisseur pour alimenter le régulateur à partir de la boîte de raccordement du champs PV,	ens	1	100 000	100 000
3.22	Travaux d'installation électrique	ens.	1	225 000	225 000
3.23	Inverseur manuel de pour PV incluant toutes sujétions.	u	1	200 000	200 000
	TOTAL 3				26 316 750
4	ADDUCTION				
4.1	Livraison et installation pour l'équipement de la tête de forage incluant toutes les matériels nécessaires	ens	1	1 000 000	1 000 000

4.2	Fouille tout terrain et pose PVC	m	324	2 000	648 000
4.3	Livraison PVC PN16 incluant les materiel qui va avec	m	324	11 000	3 564 000
4.4	Achat des pièces spéciales pour les raccordements	ens	1	350 000	350 000
4.5	Piquets de repérage	u	20	10 000	200 000
4.6	Essais de pression	m	324	200	64 800
4.7	Mise en place de butées en béton	m ³	2,2	80 000	176 000
4.8	Rinçage et désinfection.	m	324	150	48 600
	TOTAL 4				6 051 400
5	POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES				
5.1	Livraison et installation du bac mélangeur incluant tous les matériels nécessaires	u	1,00	800 000	800 000
5.2	Achat de dispositif Filtre-doseur incluant les sujétions	ff	1,00	940 000	940 000
5.3	Plomberie	ff	1,00	596 000	596 000
5.4	Livraison des galets de pastille	ff	1,00	420 000	420 000
5.5	GC d'un hangar	ff	1,00	725 000	725 000
5.6	Fouille pour les travaux de plomberie	ff	1,00	220 000	220 000
5.7	Le due du plombier	ff	1,00	950 000	950 000
5.8	Encadrement des techniciens de la zone pour l'exploitation du système	ff	1,00	450 000	450 000
	TOTAL 5				5 101 000

6	RESERVOIR 40m³ , Hsr=12m				
6.1	Études géotechniques	ff	1	1 250 000	1 250 000
6.2	Fabrication du château de 40 m ³ + installation incluant les matériels nécessaires	ens	1	30 000 000	30 000 000
6.3	CG du by-pass au pied du réservoir	u	1	200 000	200 000
6.4	Clapet anti retour, Compteur, vanne, raccord en fonte et composant : réseau add/dist équipé complément	u	1	700 000	700 000
	TOTAL 6				32 150 000
7	DISTRIBUTION				
7.1	Fouille tout terrain et pose de PVC PN10	m	2 930	2 000	5 860 000
7.2	Achat et livraison de PVC DN110 PN 10 incluant les avertisseurs, grillage.	m	352	7 500	2 640 000
7.3	Achat et livraison PVC DN 90 PN 10,	m	102	6 000	612 000
7.4	Achat et livraison DN 63 PN 10,	m	2475	5 000	12 375 000
7.5	Test de pression	m	2 930	500	1 465 000
7.6	Laver le réseau et le désinfecter	m	2 930	150	439 500
7.7	Compteur volumétrique DN 80	u	1	350 000	350 000
7.8	Vannes de sectionnement DN 80	u	1	100 000	100 000

7.9	Vannes de sectionnement DN 50	u	5	100 000	500 000
7.10	Equipment complet regard By-pass	ens	1	900 000	900 000
7.11	Equipment complet vidange	ens	1	500 000	500 000
7.12	Equipment complet ventouse	ens	1	500 000	500 000
7.13	Achat-livraison des pièces spéciales	ens	1	500 000	500 000
7.14	Dispositif de BP selon ONEA 50m par rapport au réseau	u	60	300 000	18 000 000
7.15	GC pour vidage et ventouse	u	2	450 000	900 000
7.16	GC des BF incluant tous les nécessaires à faire	u	6	1 300 000	7 800 000
7.17	Les pièces nécessaires pour le raccordement des BF (adapteur, collier...)	u	6	225 000	1 350 000
	TOTAL 7				54 791 500
8	CG DES LOCAUX ET ECLAIRAGE DU SYSTEME				
8.1	GC du local Groupe Electrique	u	1	1 500 000	1 500 000
8.2	GC local bureau/magasin	u	1	3 500 000	3 500 000
8.3	GC Latrine VIP équipe	ens	1	2 000 000	2 000 000
8.4	CG de mur de protection 15*20 pour clôturer le site	ens	1	3 500 000	3 500 000
8.5	Plateformes des PV	ens	1	3 200 000	3 200 000
8.6	Local technique	u	1	3 000 000	3 000 000

8.7	Système d'éclairage de l'ensemble des ouvrage (local technique, magasin, bureau, filerie, plaques)	ens.	1	3 000 000	3 000 000
	TOTAL 8				19 700 000
TOTAL HORS TVA					153 760 650
TVA					27 676 917
TOTAL TTC					181 437 567

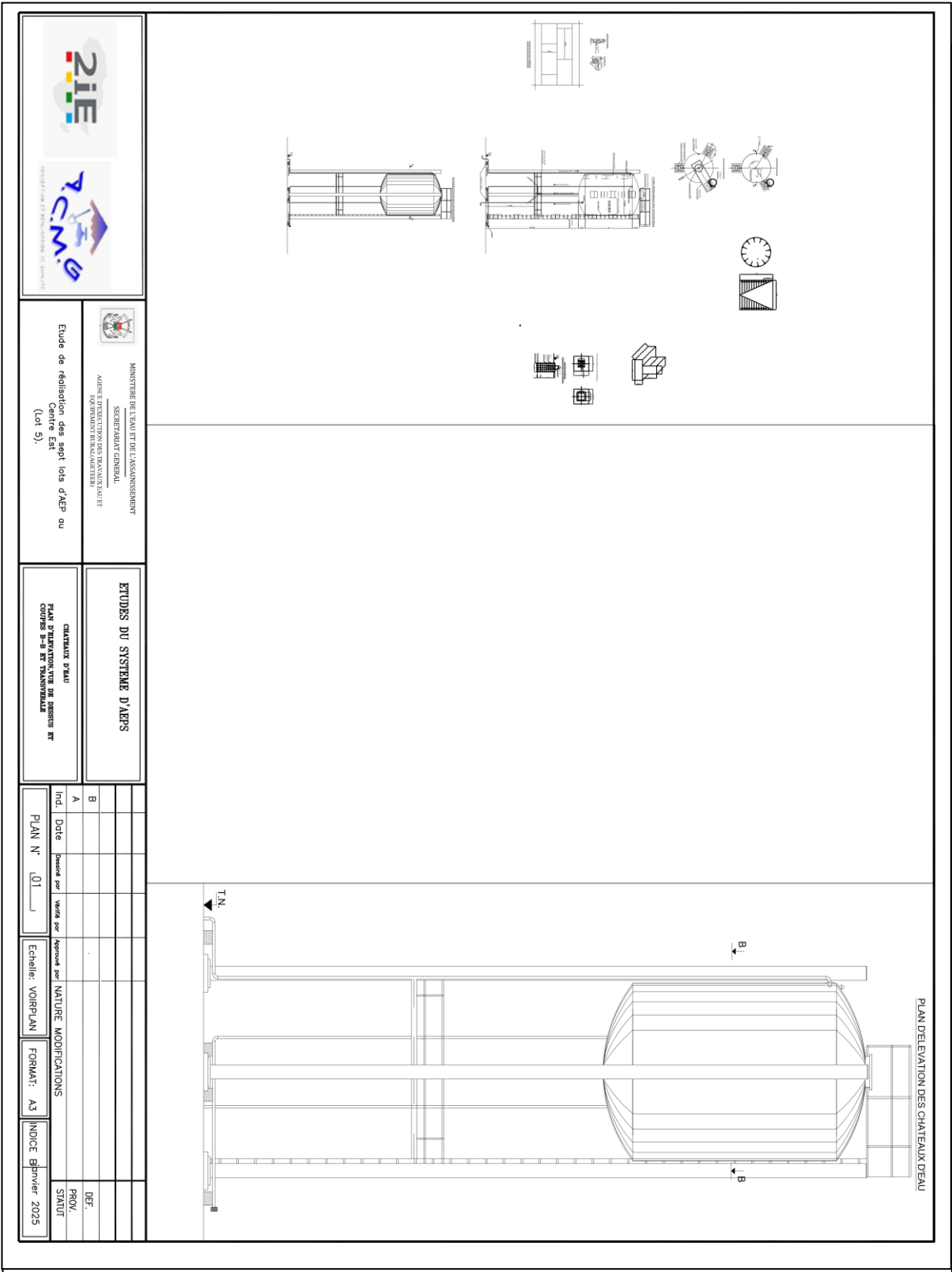


Figure 15: plan d'élévation du château, vue de dessus, coupe B-B et transversal

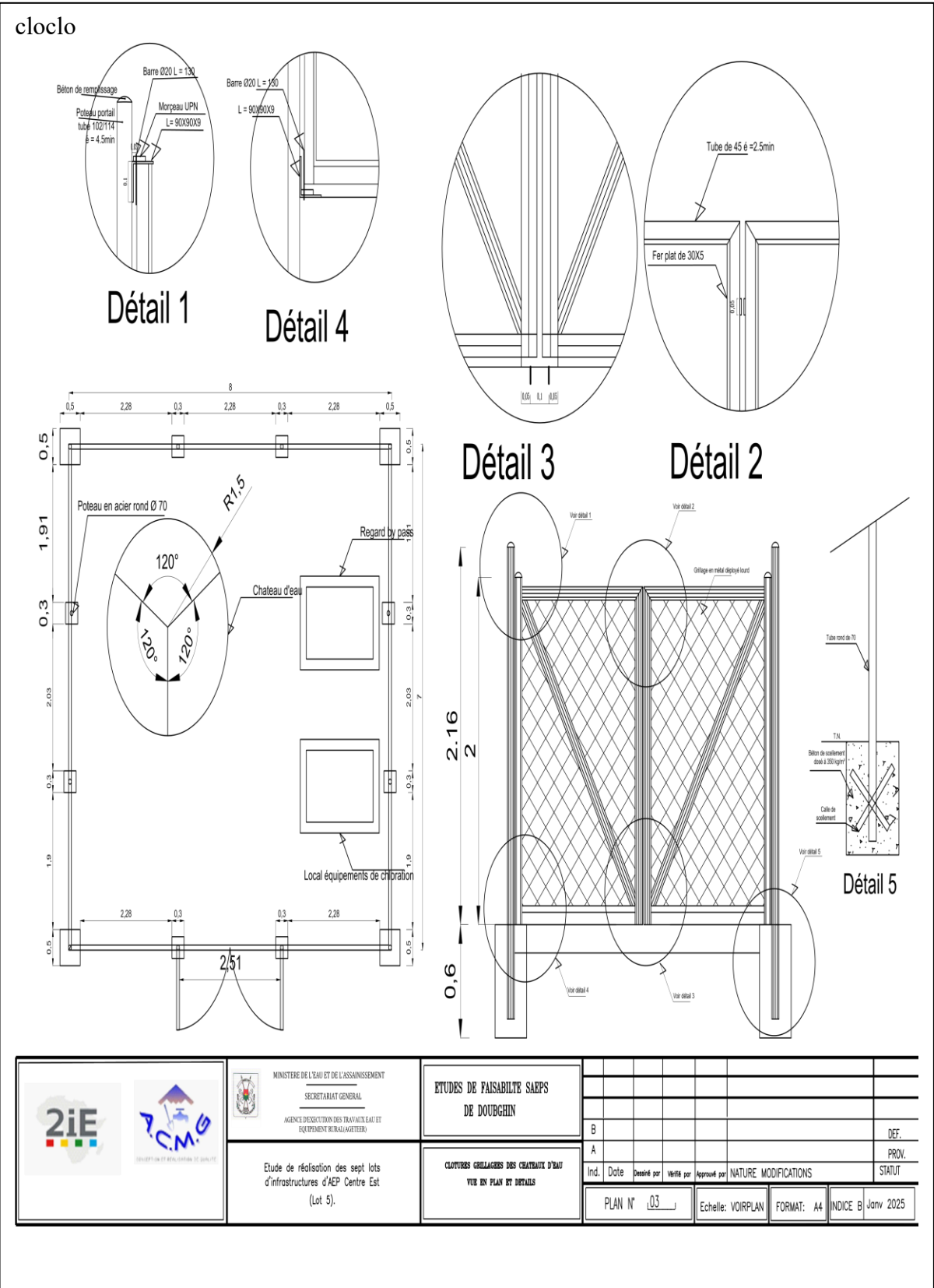


Figure 16 : grillage de clôture du château

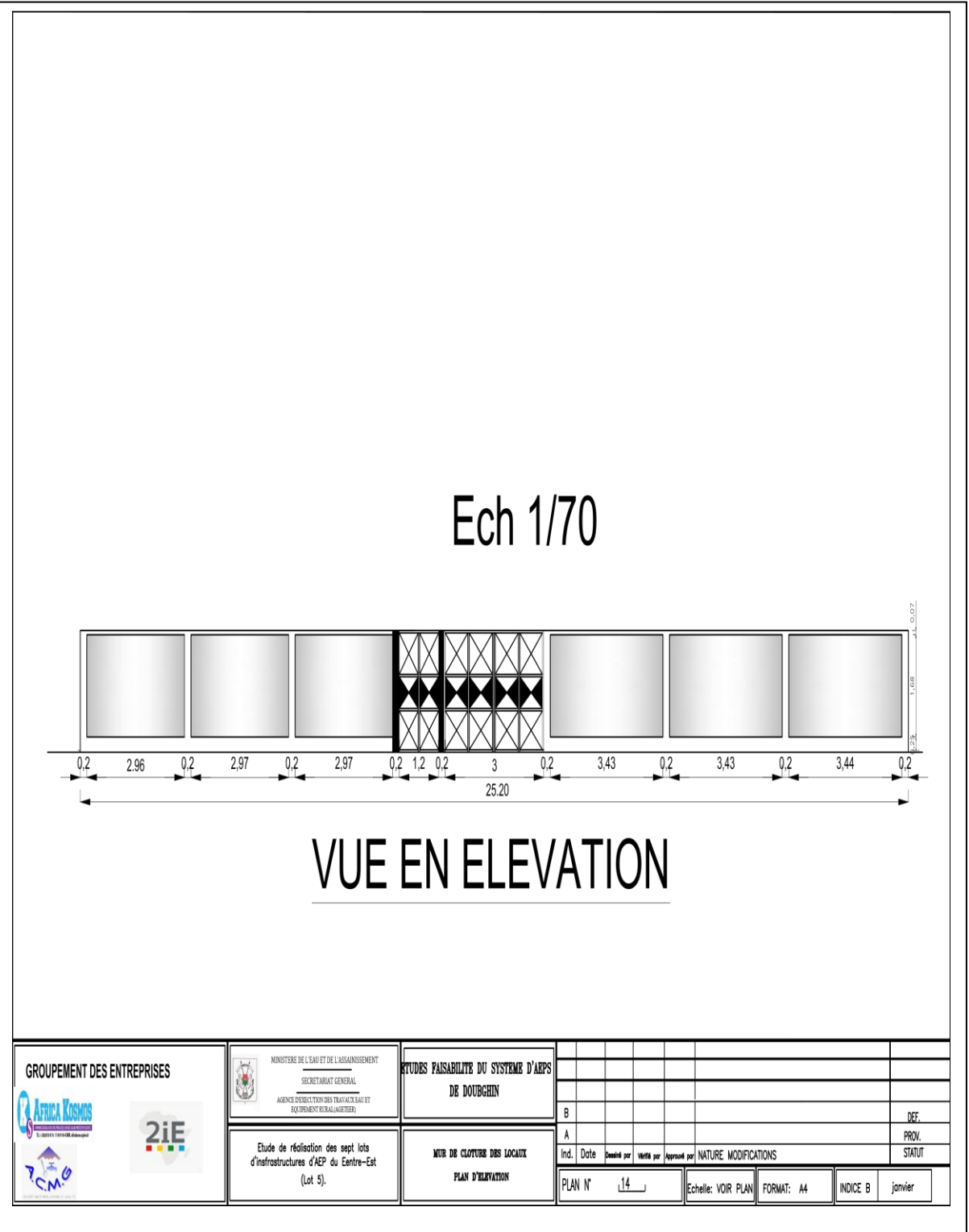


Figure 17:plan d'élévation de mur des locaux

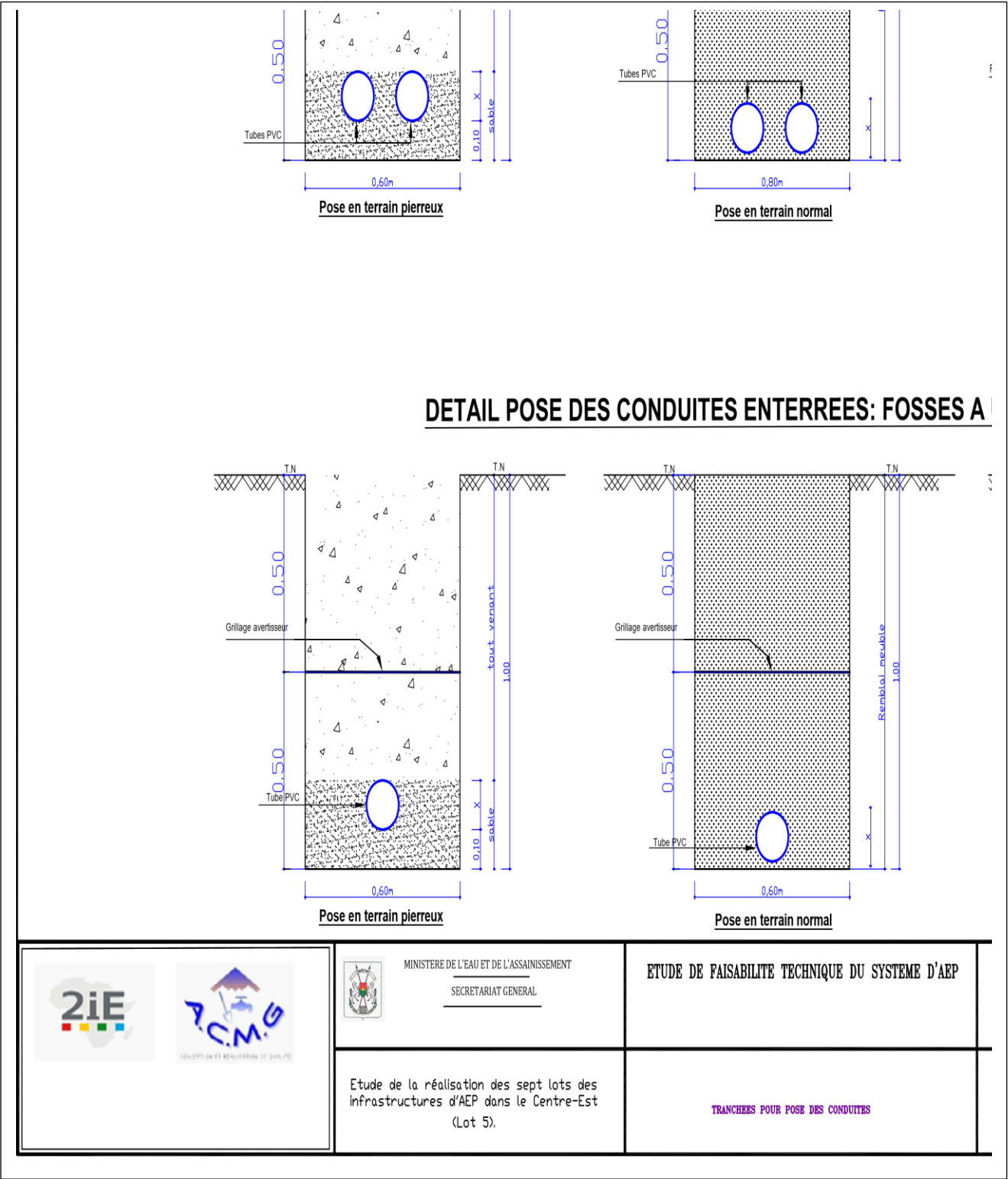
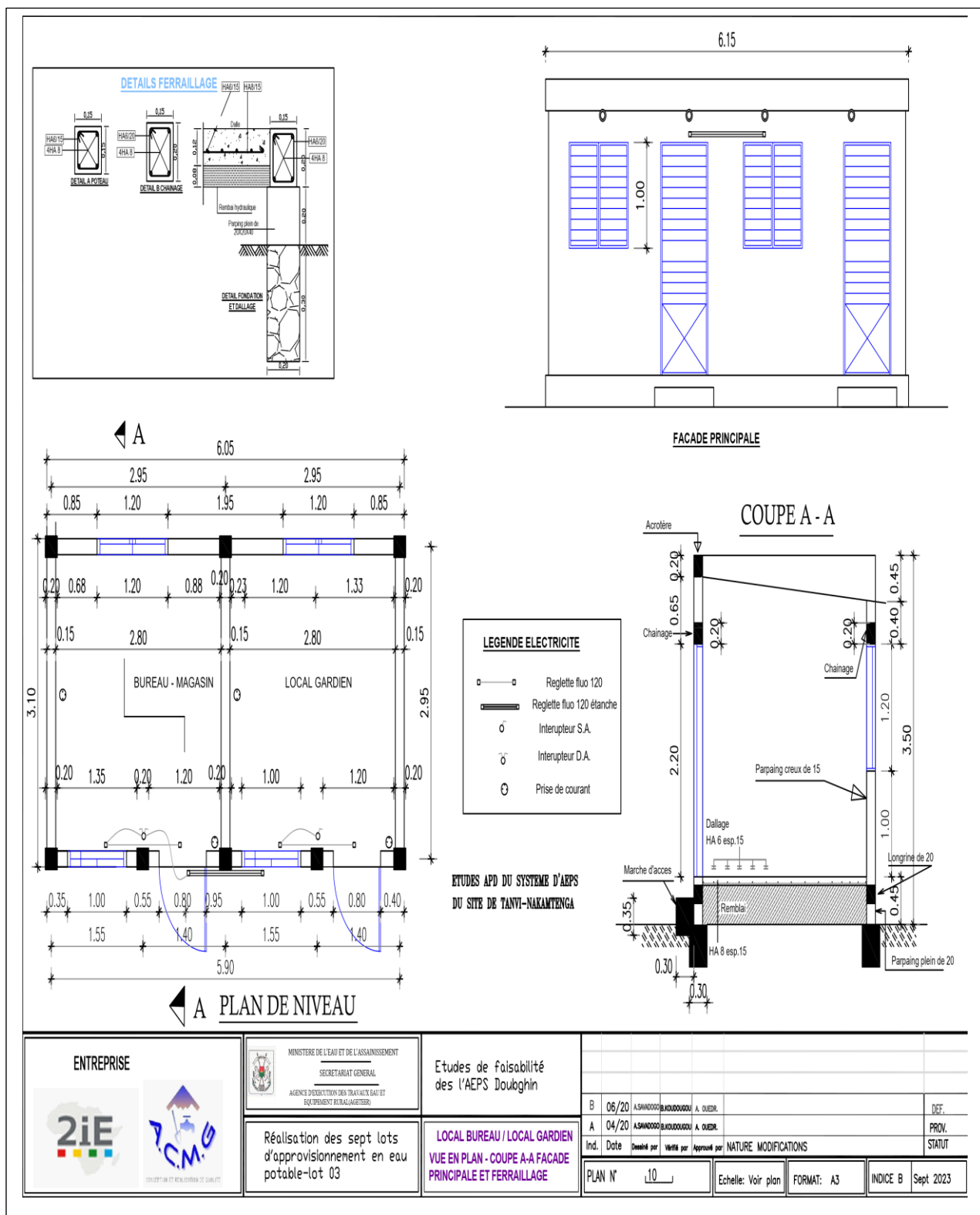


Figure 18: pose des conduites

Figure 19: local bureau/gardien



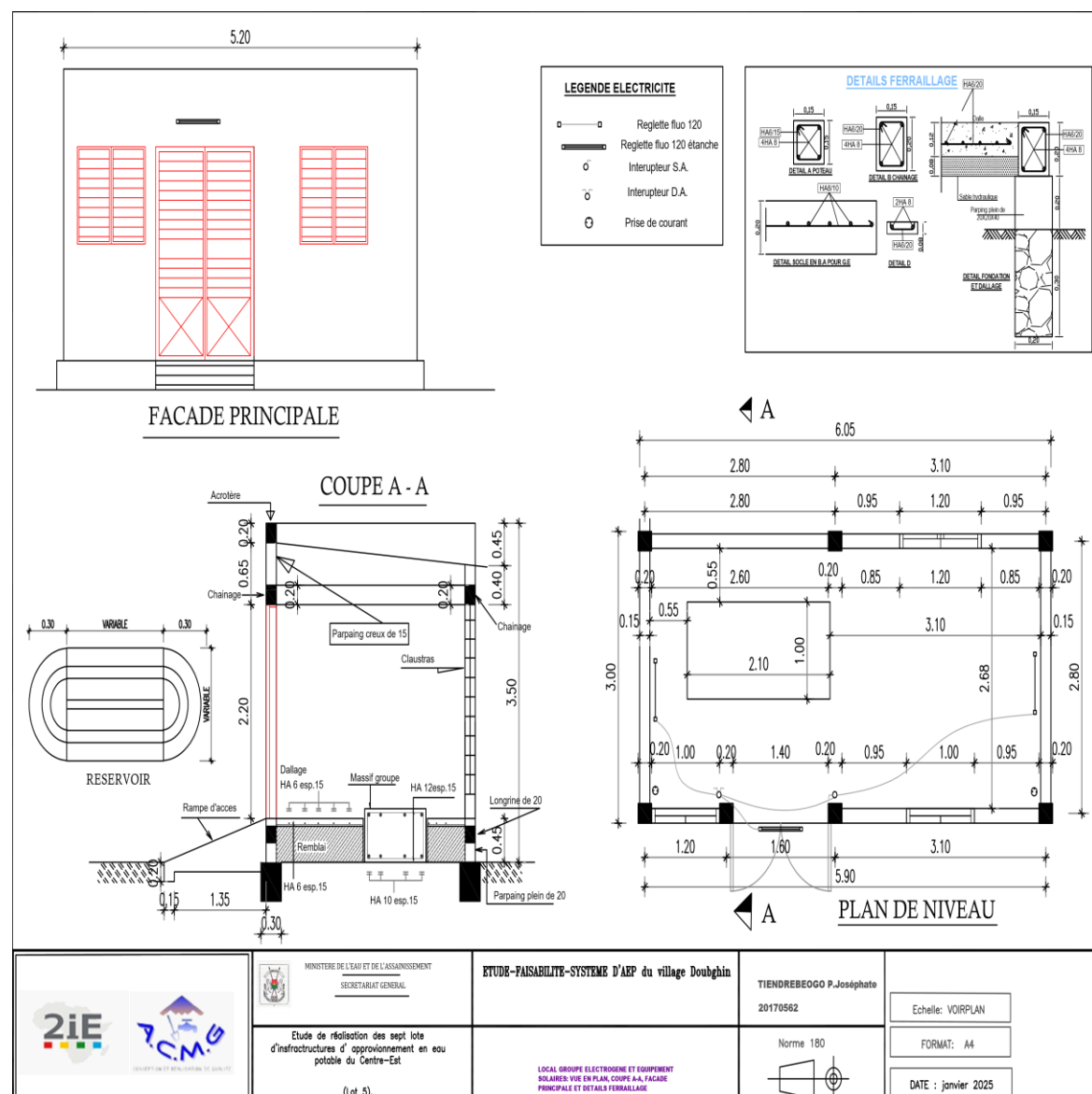


Figure 20:local groupe électrogène

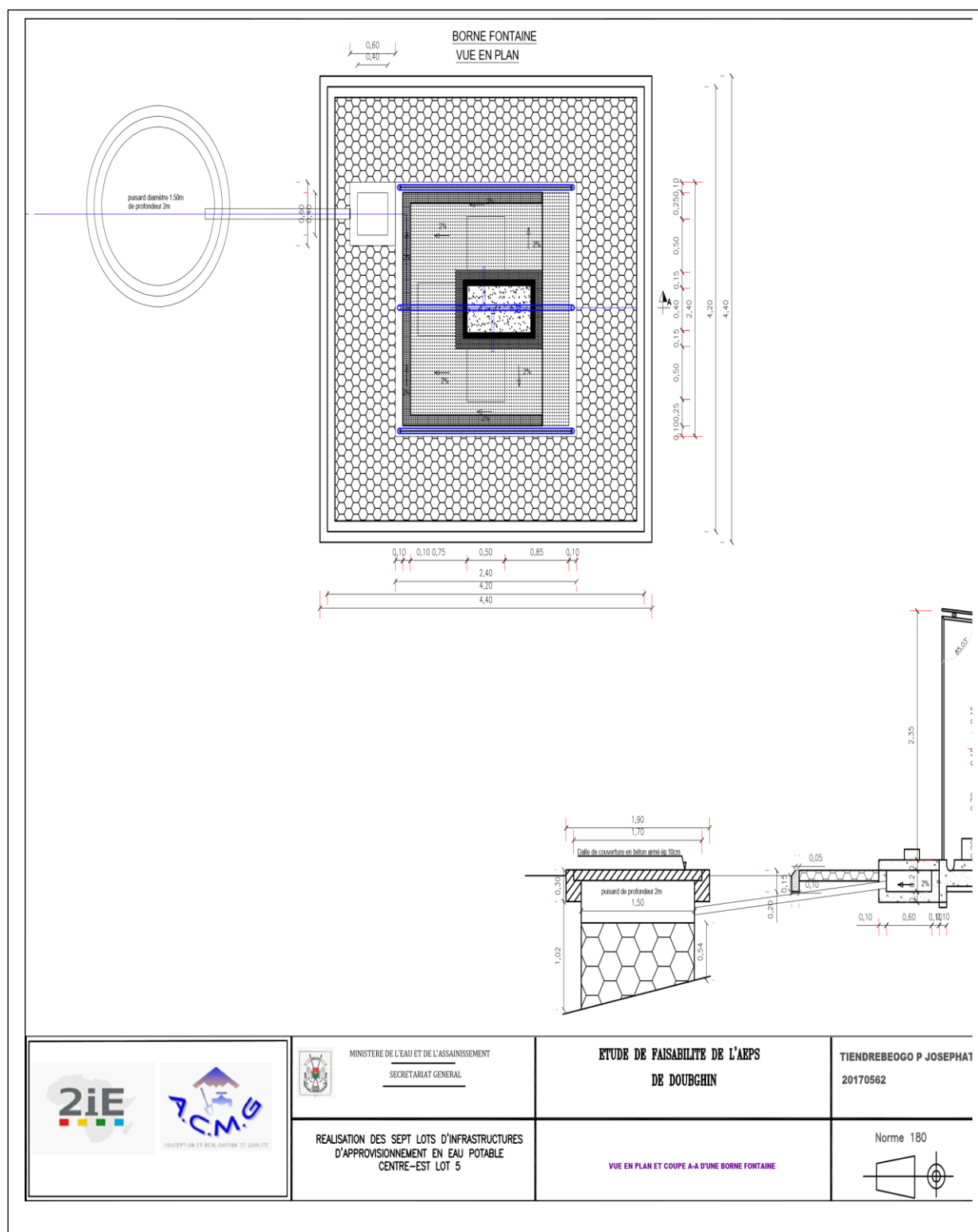
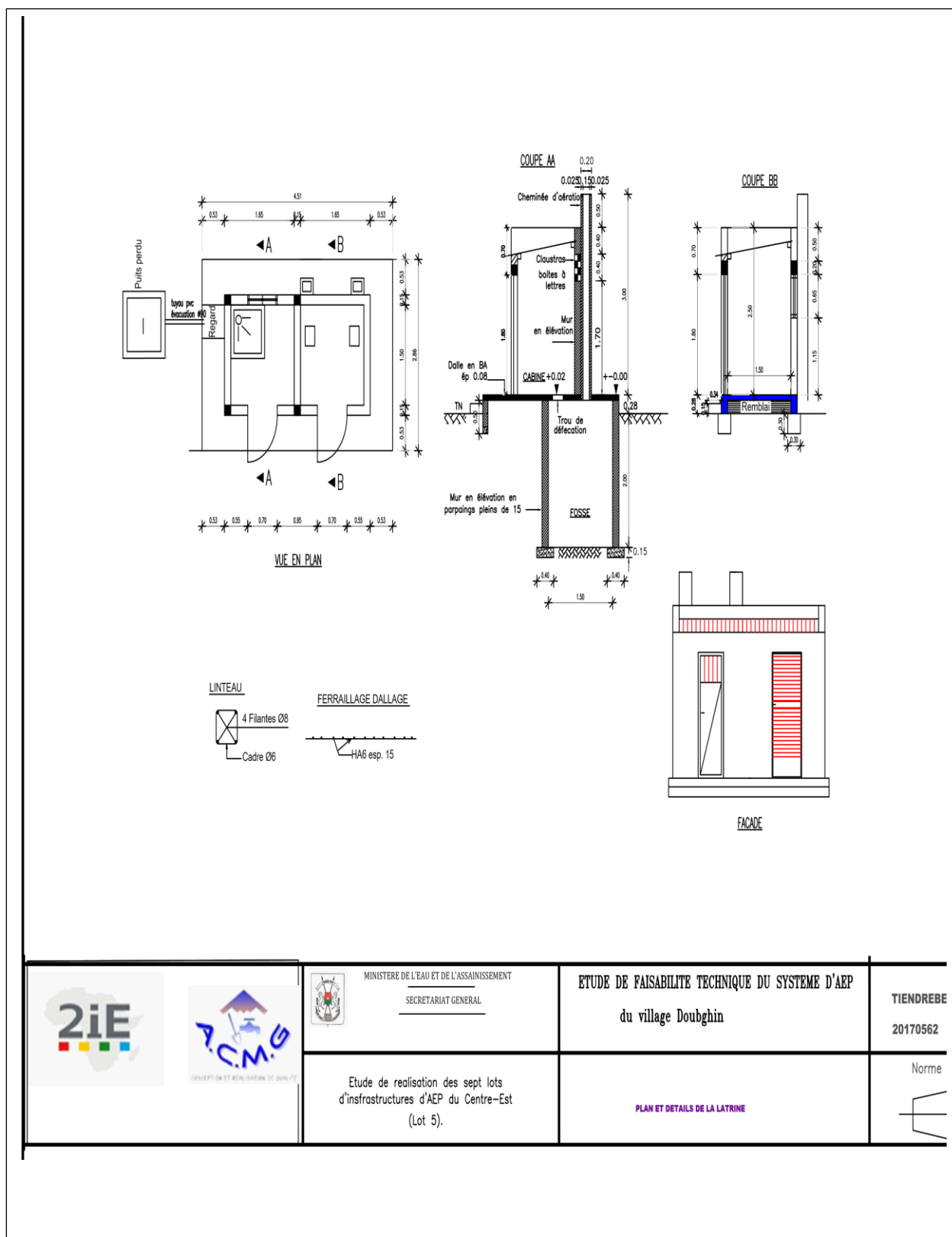
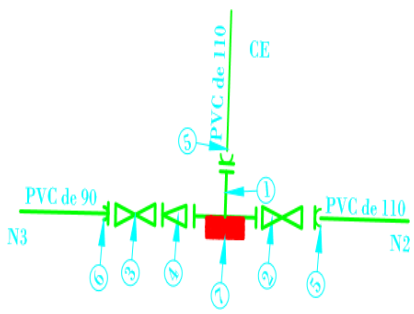
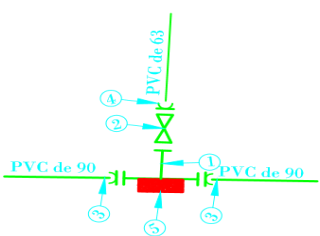


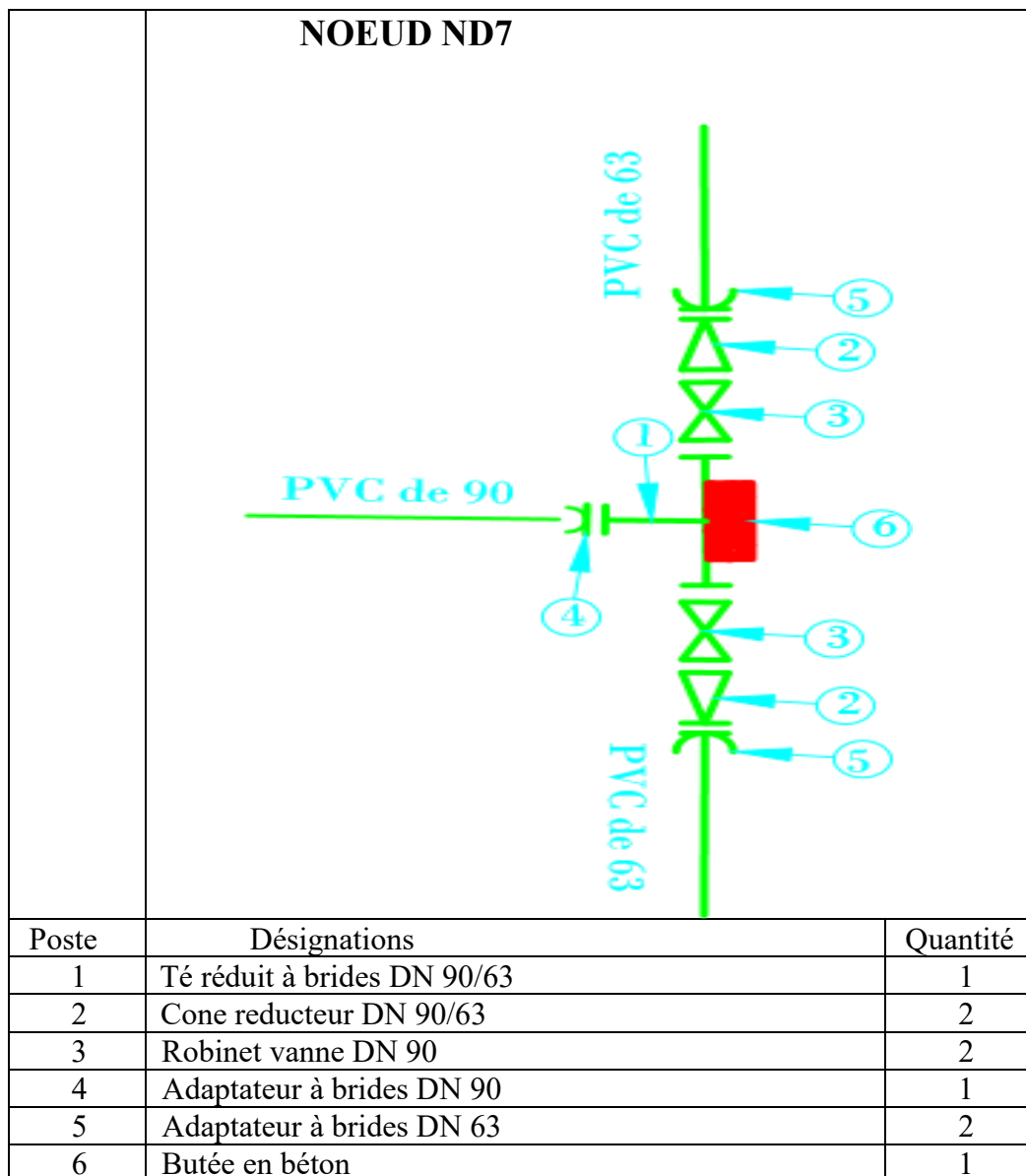
Figure 21: borne fontaine

Figure 22: latrine WIP



NOEUD ND1 		
Poste	Désignations	Quantité
1	Té égale à brides DN 110	1
2	Robinet vanne DN 110	1
3	Robinet vanne DN 90	1
4	Cône réducteur DN 110/90	1
5	Adaptateur à brides DN 110	2
6	Adaptateur à brides DN 90	1
7	Butée	1

NOEUD ND2 		
Poste	Désignations	Quantité
1	Té réduit à brides DN 90/63	1
2	Robinet vanne DN 63	1
3	Adaptateur à brides DN 90	2
4	Adaptateur à brides DN 63	1
5	Butée en béton	1



	NOEUD ND4	
Poste	Désignations	Quantité
1	Té égale à brides DN 63	1
2	Robinet vanne DN 63	2
3	Adaptateur à brides DN 63	3
4	Butée en béton	1

	Noeud 3	
Poste	Désignations	Quantité
1	Coude à bride 63PN10 ,	1
2	Butée en béton	1
3	Cône réducteur DN90/63	1
4	Adaptateur à bride DN63	1
5	Adaptateur à bride DN90	1

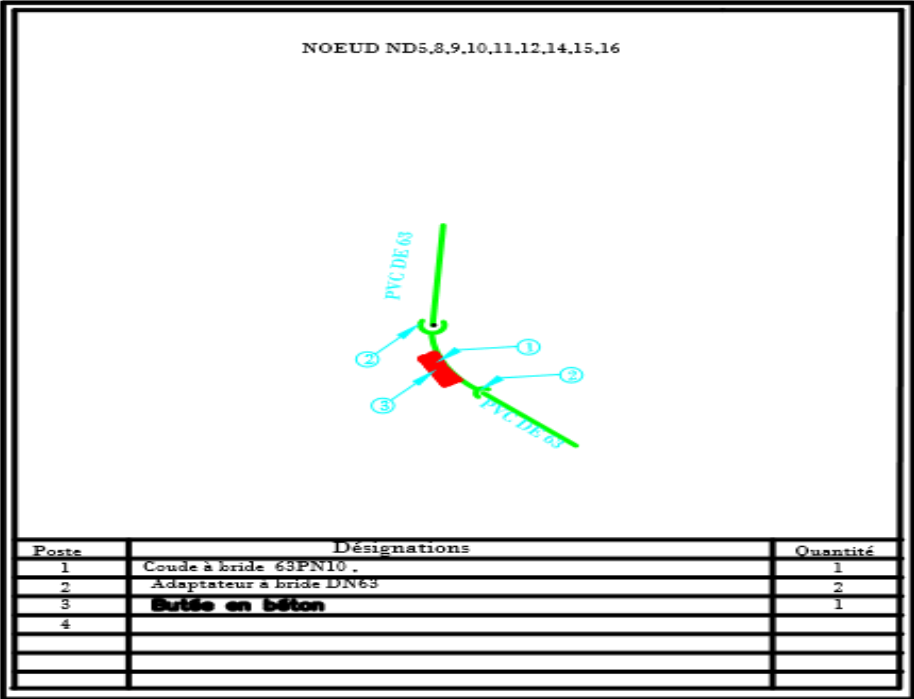
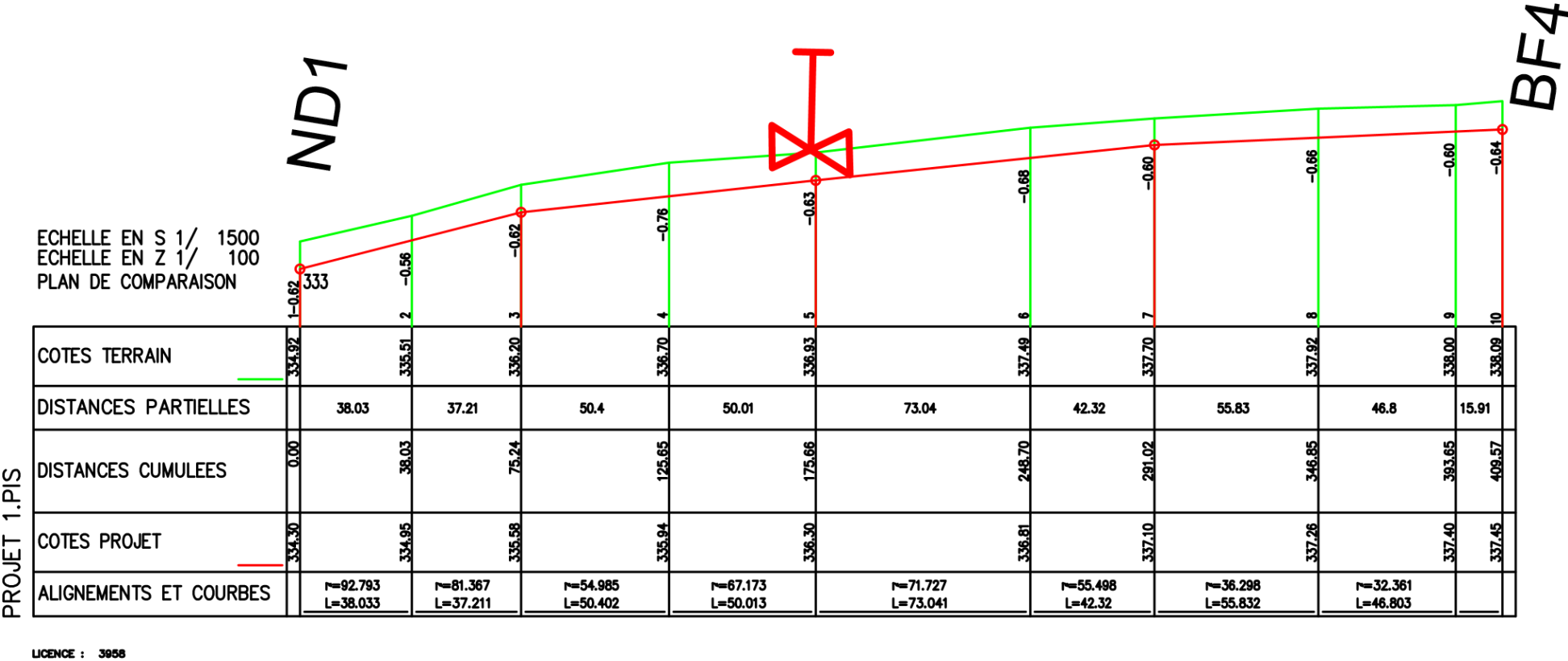


Figure 23: carnet des nœuds

TIENDREBEOGO P. Joséphate





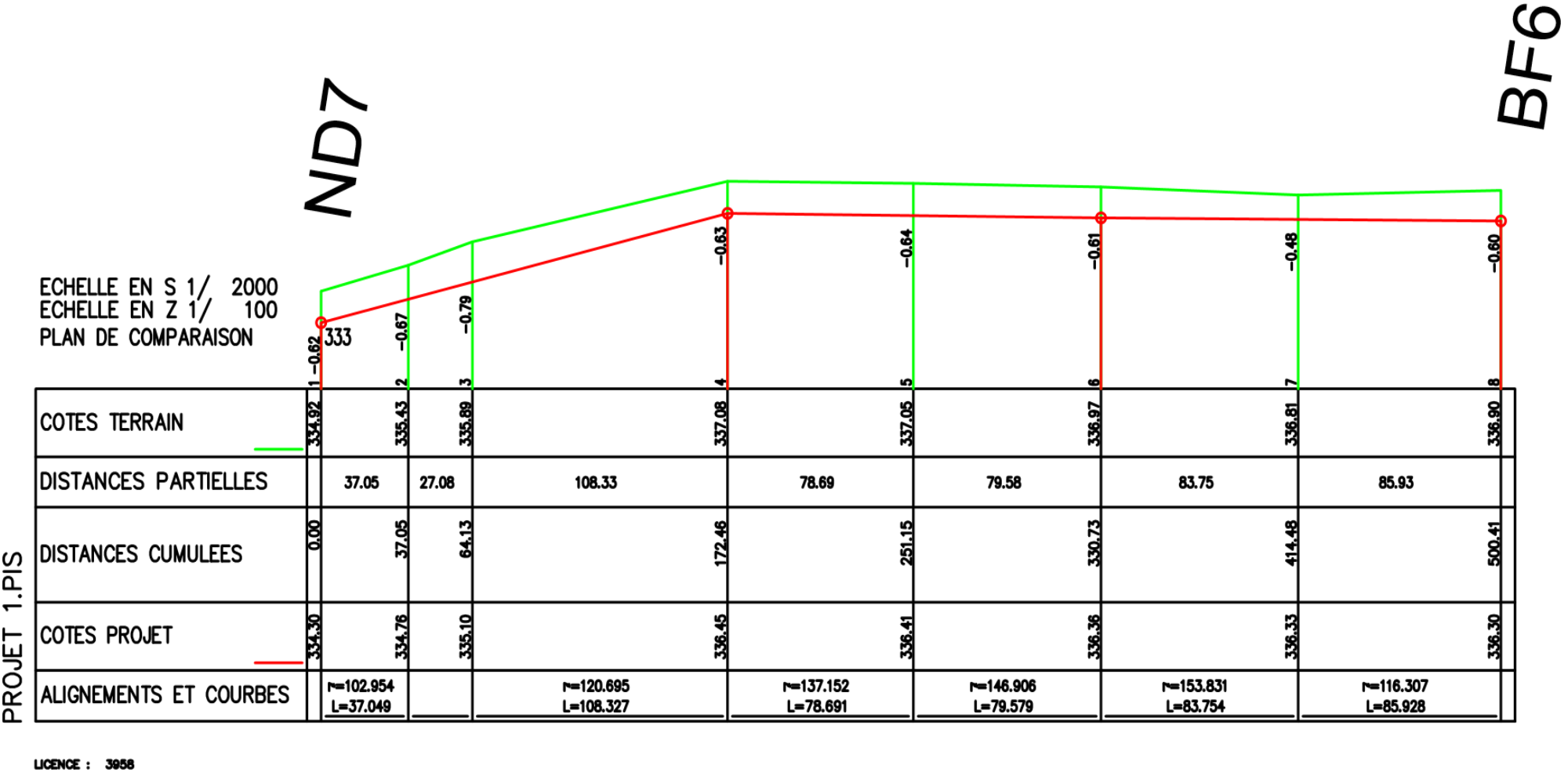


Figure 25 : profil en long du nœud

