



ETUDE TECHNIQUE D'UN SYSTEME D'AEPS A GAO, REGION DU CENTRE-OUEST

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 08/11/16 par

KALKAZIA ANGOBONA

Travaux dirigés par:

M. BEGA OUEDRAOGO

Enseignant à 2ie

M. SOULGA ZACHARIA

Ingénieur Génie rural

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr ANGELBERT CHABI BIAOU**

Membres et correcteurs : **M. BEGA OUEDRAOGO**

M. MOUSSA FAYE

M. MOUSSA OUEDRAOGO

Promotion 2014/2015

« Tout peuple, quels que soient son niveau de développement et ses conditions socioéconomiques, a le droit d'avoir accès à l'eau potable en quantité et en qualité rencontrant ses besoins essentiels ».

(Objectif de la DIEPA, 1981, ONU).

Je dédie ce mémoire à la grande famille ANGOBONA.

REMERCIEMENTS

Cette étude, s'inscrivant dans le cadre du mémoire de fin d'études, a été rendue possible grâce au concours de plusieurs personnes tant dans l'encadrement que dans les soutiens multiformes.

Par cette occasion, nos remerciements vont plus particulièrement à l'endroit de:

- M. Béga OUEDRAOGO, Enseignant à 2ie, pour son soutien technique et pédagogique et sa disponibilité à guider et orienter cette étude en dépit de ses multiples tâches afin de parvenir aux résultats escomptés;
- M. SOULGA Zacharia, Ingénieur génie-rural, pour sa disponibilité et ses conseils qui m'ont été d'une très grande utilité ainsi que son temps accordé pour les orientations;
- M. Tiamangou LOMPO, Ingénieur génie rural, Directeur Général de GERTEC pour m'avoir permis de passer mon stage dans son prestigieux bureau d'études et pour ses conseils combien bénéfiques;
- Mon père DJOKDELANG ANGOBONA, pour ses soutiens multiformes, ses conseils et surtout le germe du travail et de la rigueur mis en moi. Papa trouve en ces lignes mes sincères reconnaissances;
- Ma mère ANDAGA Rachel pour sa tendresse, sa patience et ses soutiens aussi moralisant qu'ils soient. Maman, que Dieu te bénisse et te protège;
- Tous mes frères et sœurs pour leur amour et leur chaleur et pour m'avoir accepté et supporté malgré mes défauts. Je vous en suis redevable pour la vie;
- Tous le personnel et le corps enseignants de 2ie pour avoir fait de moi ce que je suis par leur encadrement et leurs instructions données;
- Aux oscar Zenias ALLAHNAISSEM et NADJILEM MEOUNON Elias lesquels, plus que des frères, ont tout partagé avec moi dans les bons comme dans les durs moments;
- A toute ma fratrie vivant à Ouagadougou, particulièrement Stanislas MODINGAM, MEKILANODJI Mirabelle, ADNELDI Sylvie, CHEMET HARMIS Ruth, MBAINDIGUIM Léon, Yves DJETENE,que Dieu vous bénisse pour tout l'amour que vous portez;

Aussi, mes remerciements vont à l'encontre de tout le personnel de GERTEC et à toute ma promotion de 2ie. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude.

Qu'ils soient aussi remerciés ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leurs soutiens de quelques formes que ce soient.

RESUME

L'ingénieur, dans la conception des installations, a pour rôle de trouver un équilibre entre l'efficacité et l'équité sociale afin d'assurer la durabilité des systèmes dans un cadre de convergence des solutions aux problèmes techniques, sociaux, économiques et environnementaux.

C'est dans ce cadre que s'inscrit ce présent projet qui offre à la population de Gao un système d'Alimentation en Eau Potable Simplifié conçu à l'horizon 2026. Il sera dimensionné suivant les méthodes classiques.

Il est constitué de 05 bornes fontaines et 40 branchements privés potentiels. La capacité du réservoir calculée par la méthode analytique est de 30 m^3 pour un besoin journalier total de 82 m^3 .

Les sections des conduites sont comprises entre DN50 et DN110 avec une pression nominale à l'adduction comme à la distribution de 10 bars et la hauteur sous radier sera de 15,43m. La pression minimale au point le plus défavorable du réseau est de 10,00 m. Les longueurs cumulées sont d'environ 3265 ml hors branchements particuliers.

Le mode gestion préconisé sera la gestion communautaire.

Le coût total du projet est de **88 631 570** FCFA hors taxes avec une durée d'exécution des travaux estimée à 4 mois. Le prix de vente du m^3 sera de 750 FCFA.

MOTS CLES :

- AEPS ;
- Développement rural ;
- Gao ;
- Hydraulique villageoise ;
- Santé publique.

ABSTRACT

Engineer's role in designing facilities is to find a balance between social efficiency and equity in order to ensure systems sustainability within the context of solutions convergence to technical, social, economic and environmental problems.

It is in this context that, the current project was initiated to offer to Gao population a simplified drinking water supply designed on 2026 horizon following current methods. The project contains five (05) public drinking fountains and forty (40) private connections. The capacity of the Reservoir computed by analytical method is 30 m³ for a total daily need of 82 m³.

Pipe sections are between DN50 and DN110 with nominal canalization and distribution pressure of 10 bars and sill plate height is 15,43 m above natural terrain. The minimal pressure of the most underprivileged point is 10,00 m. Cumulated lengths are about 3265 mL without any particular connections.

Management adopted method is community management.

The global cost of the project is **88 631 570** FCFA without taxes. The project implementation duration is four (04) months. The meter cube value is 750 FCFA.

KEYWORDS:

- DWS;
- Rural development;
- Gao;
- Village hydraulic;
- Public health

SIGLES ET ABREVIATIONS

2IE : Institut International de l'Eau et de l'Environnement ;

ADAE : Association pour le Développement des Adductions d'Eau ;

AEP : Alimentation en Eau Potable ;

AEPS : Alimentation en Eau Potable Simplifié ;

BF : Borne Fontaine ;

BNDT : Base Nationale des Données Topographiques ;

BP : Branchement particulier ;

CSPS : Centre Social pour la Promotion de la Santé ;

GERTEC : Génie d'Etudes de Réalisations et d'Assistance Technique ;

HMT : Hauteur Manométrique totale ;

OMD : Objectifs du Millénaire pour le Développement ;

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

PMH : Pompe à Motricité Humaine ;

PN : Pression Nominale ;

PN-AEPA : Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et l'Assainissement

PVC : Polychlorure de vinyle ;

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
SIGLES ET ABREVIATIONS	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES FIGURES.....	viii
INTRODUCTION.....	2
CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE	3
I. DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE	4
II. CONCEPTION TECHNIQUE	10
II. OUVRAGES ANNEXES	32
III. ETUDE DES COUTS	36
IV. PROPOSITION D'UN MODE DE GESTION.....	41
V. NOTICE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX	43
VI. PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX.....	45
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	46
BIBLIOGRAPHIE	47
ANNEXES	49
ESTIMATION DU DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES INSTALLATIONS.....	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Récapitulatif des études hydrogéologiques	9
Tableau 2 : Estimation de la population à l'horizon du projet	11
Tableau 3 : Répartition de la population par type d'approvisionnement	12
Tableau 4 : Répartition de la consommation par type de branchement	13
Tableau 5 : Récapitulatif des besoins globaux	13
Tableau 6 : Récapitulatif des besoins en eau.....	16
Tableau 7 : Choix de diamètre de la conduite d'adduction.....	17
Tableau 8 : Pourcentage horaire de la consommation journalière	18
Tableau 9 : Caractéristiques du réservoir	20
Tableau 10 : Calcul des débits des tronçons de réseau.....	23
Tableau 11 : Récapitulatif des caractéristiques des conduites de distribution	26
Tableau 12 : Valeurs limites de pressions d'adduction.....	28
Tableau 13 : Répartition des conduites	29
Tableau 14 : Caractéristiques de l'électropompe	30
Tableau 15 : Données des courbes caractéristiques	31
Tableau 17 : Récapitulatif du devis quantitatif et estimatif	36
Tableau 18: Charges d'exploitation	37
Tableau 19 : Charges d'exploitation annuelles et coûts de l'eau au m3	38
Tableau 20 : Proposition des prix de vente de l'eau	40

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1 : carte de la localité</i>	5
<i>Figure 2 : Variation journalière du volume d'eau dans le réservoir.....</i>	19
<i>Figure 3 : Tracé du réseau de distribution</i>	21
<i>Figure 4 : Courbes caractéristiques du réseau.....</i>	31

INTRODUCTION

L'accès à l'eau potable de manière durable fait partie des axes stratégiques majeurs d'intervention identifiés par la Communauté Internationale ainsi que le Burkina Faso à travers le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et à l'Assainissement (PN-AEPA). Ce PN-AEPA vise la réduction de la pauvreté dans le contexte de l'atteinte des objectifs du millénaire pour le développement (OMD, 2000). L'objectif de 76% d'accès à l'eau potable est donc fixé pour la population rurale en 2015 par le gouvernement Burkinabè.

Aussi, pour répondre aux besoins en eau potable, une stratégie pour la réforme du système de gestion des infrastructures hydrauliques d'approvisionnement en eau potable en milieu rural et semi-urbain a été élaborée et éditée en août 2000 visant les objectifs suivants : (1) assurer un fonctionnement permanent des équipements hydrauliques d'approvisionnement en eau potable en milieu rural et semi-urbain, (2) assurer le transfert de la maîtrise d'ouvrage publique des installations d'AEP aux collectivités territoriales bénéficiaires, (3) favoriser l'émergence d'opérateurs privés dans le secteur de l'eau, (4) valoriser les compétences locales en les professionnalisant, (5) réduire les charges de l'Etat, (6) assurer la communication, l'information et la formation des partenaires à tous les niveaux : services déconcentrés de l'état, collectivités territoriales, usagers, opérateurs privés et partenaires du développement, (7) recentrer le rôle de l'état.

C'est dans cette perspective que s'inscrit la présente étude détaillée dans le cadre du mémoire d'ingénierie sur le thème « *Etude technique pour la réalisation d'un système d'Alimentation en Eau Potable Simplifié (AEPS) à Gao, région du Centre-Ouest* » en vue de relever ce taux.

Le village Gao, avec une population de près de 3500 habitants, est actuellement alimenté par des forages équipés des pompes à motricité humaine (PMH) et des puits traditionnels. De nos jours, ces sources d'alimentation sont insuffisantes au regard de la demande en eau actuelle de la population d'où le présent projet visant à satisfaire la demande en eau à l'horizon 2026. Pour mener à bien cette étude, notre travail sera structuré de la manière suivante :

Nous décrirons le site d'étude dans le premier temps puis la conception technique, ensuite la proposition des ouvrages annexes et l'étude des couts pour en finir avec une proposition d'un mode de gestion.

CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE

Afin d'atteindre l'objectif fixé à 76% d'accès à l'eau potable en milieu rural en 2015, l'Etat Burkinabè a initié une série de projets d'AEPS dont la région du Centre-Ouest également a bénéficié. Le choix est porté sur le village Gao pour la réalisation dudit projet.

C'est ainsi qu'il a été confié au bureau d'étude GERTEC (notre structure d'accueil) la mission de faire une étude technique détaillée et de proposer un système d'Alimentation en eau potable simplifié au vu des demandes en eau actuelles et futures. Le système à proposer devra permettre de couvrir le village Gao à 70%.

Pour mener à bien la mission, nous nous sommes fixés pour objectif principal d'améliorer les conditions socioéconomiques de la population de la localité. Plus amplement, il sera question de :

- Evaluer la demande en eau à l'horizon 2026 ;
- Dimensionner la station de pompage ;
- Déterminer la capacité du réservoir ;
- Dimensionner les réseaux d'adduction et de distribution;
- Proposer des ouvrages génie-civil annexes.

A ces objectifs spécifiques, s'ajouteront l'étude des coûts et la proposition d'un mode de gestion du nouveau service d'eau proposé.

I. DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE

1.1 Données de base

Dans cette première partie, il s'agira de situer et de décrire la zone d'étude à travers des aspects naturels, des études hydrogéologiques et anthropologiques...

L'étude de ces différents paramètres nous permettra de bien comprendre et de mieux cerner notre zone d'étude afin de proposer un système conséquent qui prendra en compte les réalités techniques et opérationnelles.

Localisation de la zone du projet

Le village Gao est l'un des neuf (09) villages administratifs que compte la commune rurale de Gao. Il est situé à environ 65 km à l'Ouest de Sapouy, chef-lieu de la province du Ziro et de 80 km au Sud-est de Koudougou, chef-lieu de la région du centre ouest. Gao compte actuellement huit (08) quartiers. Il est limité:

- A l'est par le village de Zoro ;
- A l'Ouest par le village de Passin ;
- Au Nord par le village de Dao ;
- Au Sud par le village de Maonassira.

Le village Gao est accessible en toutes saisons.

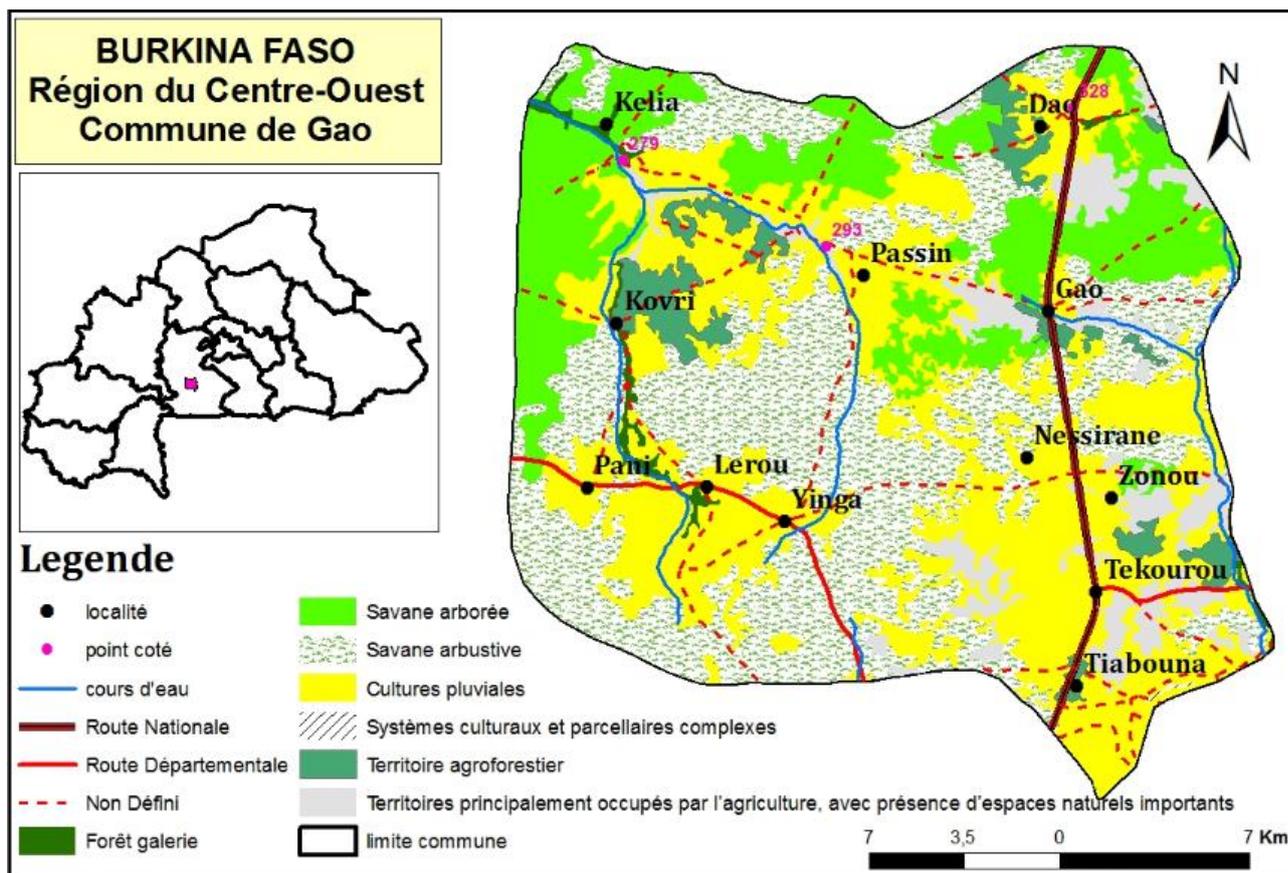


Figure 1 : carte de la localité (source : BNDT).

Horizon du projet

Le présent système d'AEPS sera dimensionné pour satisfaire la demande en eau d'une population estimée à environ 2500 habitants en 2016. D'après le cahier de charges du projet, l'étude sera menée dans le but de satisfaire la demande en eau de la population à l'horizon 2026 avec un taux de desserte de 70%.

Climat, topographie et sols

Le climat de la zone est de type soudano-sahélien avec deux saisons bien distinctes :

- une saison sèche s'étendant sur 4-5 mois (de novembre en avril) ;
- une saison humide allant de 7-8 mois est dominée par un régime de mousson (de mai à octobre).

La pluviométrie dans la localité est caractérisée par des fortes variabilités interannuelles et spatio-temporelles avec une pluviométrie annuelle variant entre 900 et 1200 mm

La zone d'étude est relativement plate. Les levés de terrain effectués sur les profils montrent que la plus grande dénivelée est près de 3m avec un indice de pente d'environ 1‰.

Les sols de la localité d'étude sont composés essentiellement des socles cristallins notamment des grès et des granites, ce qui engendrera une difficulté sur les travaux des canalisations.

1.2 Etudes préliminaires

1.2.1 Etude socio-économique

Une étude socio-économique a été réalisée par le bureau GERTEC en juin 2015 en vue d'évaluer la faisabilité économique du projet. Cette étude a pour objectif d'analyser la structure de la population, sa consommation en eau actuelle, ses besoins futurs en eau potable, sa capacité et sa volonté à payer l'eau ainsi que ses conditions sanitaires, le système tarifaire, sa potentialité et les conditions des branchements privés sans oublier la synergie et le risque d'antagonisme. Pour ce faire, un échantillon de 100 personnes a été soumis à une enquête. Cet échantillon renferme toutes les couches sociales de la population à savoir les responsables coutumiers, les jeunes, les vieux et les femmes.

Les principaux résultats obtenus pour cette étude sont les suivants :

1.2.1.1 Démographie et structure

Le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) réalisé en 2006 estime la population de la zone du projet à 2 499 habitants. Cette population, d'une proportion respective de 1 208 hommes (48,34%) et 1 291 femmes (51,66%), est répartie dans 344 ménages disséminés dans huit (08) quartiers (Douwo, Kindi, Kamsi, Roundé, Koulballé, Akassan, Yalgao, Nanogoo). Avec un taux d'accroissement de 2,4%, la population de Gao est à majorité jeune (96%, 0 à 64 ans) et est répartie dans l'espace selon la structure sociale de type dispersé. Les matériaux de construction rencontrés sont en général en banco et le quartier le plus éloigné du centre est situé à environ 1200 m.

1.2.1.2 Activités économiques

Les principales activités économiques pratiquées dans la zone sont les suivantes :

- L'agriculture

L'agriculture réalisée dans le village est de type extensif et marquée par la disparité des jachères, elle représente la principale activité économique et vivrière du village (89%). Elle se pratique de façon rudimentaire malgré la potentialité du site en terres fertiles et la clémence du climat.

Les spéculations de base pour les cultures vivrières sont essentiellement les sorghos blanc et rouge, le mil, le maïs et le riz ; pour les cultures maraichères, la tomate, l'oignon, le chou, le poivron, le gombo et le persil et pour les cultures de rente le niébé, le sésame, l'arachide et le coton ;

- L'élevage

L'élevage est l'activité économique qui vient après l'agriculture (7%). Les espèces rencontrées sont : les ovins, les caprins les porcins et les volailles. L'élevage adopté a pour source d'alimentation le pâturage naturel ;

- Le commerce

Le commerce ne représente que 4% des activités économiques. Il mobilise aussi bien les hommes que les femmes. Ces dernières excellent dans le petit commerce (vente des fruits et légumes, du « soumbala », des grains de néré, des amandes de karité, des beignets ou des condiments) tandis que les hommes entreprennent l'écoulement des produits maraichers, la vente occasionnelle du bétail, de la volaille, des céréales et des produits manufacturés (savons, sucre, pièces détachées).

1.2.1.3 Points d'eau existants

Dans le village Gao, l'on peut recenser quelques points d'eau. Ils sont essentiellement constitués des forages équipés des pompes à motricité humaine (PMH) et des puits modernes ainsi que quelques puits traditionnels. On dénombre dans la zone huit (08) PMH dont cinq (05) sont fonctionnelles et trois (03) sont des puits modernes temporaires.

En saison sèche, les forages sont les plus sollicités ensuite, les puits modernes et enfin, les puits traditionnels.

Pendant la saison des pluies, cette tendance reste la même mais avec un taux de fréquentation réduit pour le forage et élevé pour les puits modernes et traditionnels.

Ce faible taux pourrait s'expliquer par la proximité et la facilité des points d'eau d'une part et l'absence de la population due aux travaux champêtres d'autres parts.

1.2.1.4 Les services publics existants

Les services publics existants dans le village Gao sont les suivants :

- 01 mairie ;
- 01 préfecture ;
- 01 district sanitaire ;
- 01 mosquée ;
- 01 chapelle ;
- 03 écoles primaires ;
- 01 CSPS ;
- 01 lycée ;
- 03 écoles coraniques.

A cela, s'ajoutent des établissements marchands à savoir le marché et la banque de céréales.

1.2.1.5 Prélèvements spécifiques rencontrés

Les prélèvements spécifiques aux PMH sont relativement très faibles. L'enquête de terrain a révélé que les prélèvements sont loin d'atteindre les chiffres théoriques de 20 litres/jour/habitant. Ils varient de 8 litres/jour/habitants en saison sèche à 6 litres/jour/habitant en saison des pluies.

Les résultats ci-dessus présentés guideront l'étude et la rédaction du présent rapport.

1.2.2 Etude hydrogéologique

1.2.2.1 Choix de la ressource en eau

Pour un système d'AEPS comme le nôtre, la ressource en eau la plus adaptée demeure les eaux souterraines. Ce choix se justifie par la qualité des eaux souterraines qui est proche de la qualité des eaux de consommation. Par conséquent, elles ne demandent pas un traitement approfondi. Une chloration suffira et cela est moins coûteux et mieux maîtrisé. En plus, pour le cas présent, il n'y a pas de points de rétention des eaux de surface à proximité.

1.2.2.2 Etude géophysique

Des études géophysiques ont été menées par le bureau d'études GERTEC en Avril 2015 en vue de localiser la ressource en eau pour la réalisation du (ou des) forage(s). Cette étude a été réalisée avec un résistivimètre électrique (le trainé) suivant le dispositif Schlumberger.

Pour mieux visualiser l'extension et les intersections des fractures, des profils parallèles et des sondages verticaux (investigations en profondeur) ont été réalisés en complément sur les points comportant des anomalies (intersections ou fractures probables).

Il y a eu au total 2,92 Km de profil avec dix-neuf (19) profils géo-électriques de 160m de longueur moyenne et douze (12) sondages localisés dont trois (03) sur les forages existants (sondages d'étalonnage), sur l'ensemble du site.

Il ressort de cette étude que les zones d'infiltration sont les parties fissurées et fracturées dans les socles cristallins ; ils sont continus et fracturés. Les altérites issues de la décomposition des roches granitiques (notamment des arènes grenues) peuvent être captées.

Après traitement des données par les logiciels QWSELN et IP2WIN, les sites d'implantation et les profondeurs conseillés essentiels sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 1 : Récapitulatif des études hydrogéologiques

Ordre de priorité	N° de sondage	Profondeur (m)			VE principales (m)	Coordonnées GPS	
		Altération	Conseillée	Désespoir			
1 ^{er}	SE2	40	80	90	40-70	N11°38'10''	W02°33'50''
2 ^{ème}	SE3	15	80	100	20-70	N11°38'60''	W02°10'70''
3 ^{ème}	SE1	35	70	90	30-70	N11°48'30''	W02°33'50''

Source : GERTEC

II. CONCEPTION TECHNIQUE

En général, les critères de conception sont fonction des besoins de la collectivité et des obstacles imputables aux circonstances actuelles et futures. Ces critères tiennent compte des facteurs techniques, sanitaires, sociaux, économiques, financiers, institutionnels et environnementaux. La prise en compte de tous ces facteurs aboutit au dimensionnement des ouvrages et à la détermination du coût du système d'approvisionnement en eau potable simplifié retenu.

2.1 Hypothèses générales

Pour cette étude, seuls les critères de niveau de vie de la population et la disponibilité de l'eau potable pour toutes les couches sociales sont les paramètres essentiels de la conception. La majorité de la population n'ayant pas les moyens de s'équiper en branchement particulier, l'accent sera mis sur l'alimentation aux bornes fontaines.

Les hypothèses générales sur lesquelles va s'appuyer la conception sont les suivantes :

- La densité du réseau de distribution par l'installation des bornes fontaines dans un rayon ne dépassant pas 500 m sera fixée pour une population ne dépassant pas 500 personnes selon les normes en vigueur au Burkina Faso (textes et textes de loi sur la gestion des ressources naturelles au Burkina Faso, 160p);
- Le dimensionnement et les calculs hydrauliques des différentes installations de production, de transport et de stockage d'eau seront exécutés à l'horizon 2026 ;
- La densité des branchements particuliers sera fixée sur la base de 10 habitants par branchement particulier ;
- Les heures de pompage sont fonction du débit d'exploitation de ou des forage(s) et la durée maximale de pompage est fixée à 16 h/j pour un débit supposé d'un forage est d'au moins 6 m³/h;
- La consommation spécifique de la population aux bornes fontaines est fixée à 20 litres/habitant par jour et 40 litres/habitant par jour aux branchements particuliers.

2.1.1 Choix du système de captage

Le système de captage adopté est le forage où l'exhaure se fera par un électropompe immergé dont le débit et la hauteur manométrique seront déterminés plus tard en fonction du débit de forage et de la position du château d'eau.

L'étude géophysique a montré que la profondeur conseillée est de 80m pour le premier choix alors, nous choisirons sous réserve des essais de pompage, le niveau dynamique à 45m. La pompe sera placée à cette profondeur (soit à la côte 355,18m).

La source d'alimentation sera l'énergie thermique (un groupe électrogène) compte tenu de l'absence de couverture électrique publique dans la localité.

L'option de l'utilisation du solaire est écartée compte tenu du temps de pompage estimé trop long d'une part et le rayonnement dans la zone (en saison des pluies) qui est relativement moins faible et ne permet pas son utilisation.

2.1.2 Estimation de la population à l'horizon

La population à l'horizon du projet est estimée suivant la formule de la progression arithmétique suivante :

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

Avec : P_n : population à l'horizon du projet, année n ;

P_0 : population de l'année de référence ;

α : taux d'accroissement de la population qui est de 2,4% (supposé constant dans la période de l'étude) ;

n : nombre d'années entre l'année de référence et de projection.

Le tableau suivant donne la population à l'horizon 2026.

Tableau 2 : Estimation de la population à l'horizon du projet

DEMOGRAPHIE	Nombre de Ménages	Population résidente		
		Hommes	Femmes	Total
Gao en 2006	344	1 208	1 291	2 499
Taux d'accroissement	2,40%			
Gao en 2016	436	1531	1637	3168
Gao en 2026	553	1941	2075	4016

2.2 Evaluation de la demande en eau

2.2.1 Répartition de la population par type d'approvisionnement

Compte tenu des habitudes nouvelles de consommation d'eau qu'apportera le projet, et de l'évolution socio-économique que pourrait connaître le milieu, les proportions de la population selon les différents types d'approvisionnement estimés sont fixées de manière suivante :

- 10% de la population s'alimenteront aux branchements particuliers ;
- 60% aux bornes fontaines et ;
- 30% s'approvisionneront à partir d'autres sources : PMH, puits modernes...

Sur la base d'une population totale de 4 016 habitants en 2026, la proportion de la population selon les types d'approvisionnement est la suivante :

Tableau 3 : Répartition de la population par type d'approvisionnement

Type d'approvisionnement	Proportion (%)	Nombre (habitants)
Branchements Particuliers	10	402
Bornes Fontaines	60	2409
Autres sources	30	1205
Total	100	4016

2.2.2 Répartition des besoins en eau selon le type d'approvisionnement

Les sources d'eau les plus utilisées pour les besoins vitaux (boisson, cuisson des aliments, hygiène corporelle, lessive, vaisselle) restent les PMH et les puits modernes et moins pour les puits traditionnels. On remarque également que les PMH sont plus utilisés pour la boisson et la cuisson des aliments tandis que les puits fournissent de l'eau pour l'hygiène corporelle et la lessive.

L'évaluation de besoins sera basée sur le revenu des ménages et aussi en considérant les normes nationales en vigueur tant pour la quantité que pour la qualité (textes et textes de loi sur la gestion des ressources naturelles, 160p, Z. Henri-Noel Bouda).

Pour cela, les besoins spécifiques sont fixés à :

- 20l/jour/habitant pour une borne fontaine ;
- 40l/jour/habitant pour un branchement particulier (ouvrages constitutifs de système d'AEPS : adduction-réservoirs-réseaux de distribution, Avril 2005, 111p Bega OUEDRAOGO

Tableau 4 : Répartition de la consommation par type de branchement

Branchements	Volume (m³/j)
Besoins aux branchements particuliers	16
Besoins aux bornes fontaines	48
Besoins domestiques totaux	64

2.2.3 Besoins pour les services et édifices publics

Pour satisfaire les besoins des services et édifices publics énumérés ci-haut, notamment le marché, la mairie, la préfecture et autres, nous considérons 5% des besoins domestiques totaux soit 3 m³ pour les besoins des édifices publics.

Tableau 5 : Récapitulatif des besoins globaux

Besoins	Volume (m³/j)
Besoins domestiques	64
Besoins publics	3
Besoins totaux	67

2.2.4 Détermination du nombre des bornes fontaines

Nous rappelons que la population s'alimentant par borne fontaine est considérée à tout au plus 500 habitants. Alors le nombre des bornes sera :

$$NBF = \frac{\text{Population s'alimentant au BF}}{\text{Nombre de personnes desservies par un BF}}$$

$$NBF=5$$

Ce nombre est influencé par la distance ou le rayon d'action de la borne fontaine.

La répartition spatiale du nombre de bornes fontaines a montré que la plus grande distance qui sépare les usagers des points d'eaux est inférieure à 400m.

2.2.5 Détermination du nombre des branchements particuliers possibles

De même que les bornes fontaines, le nombre de population s'alimentant autour d'un branchement particulier est fixé à 10 habitants. Alors le nombre des branchements particuliers possibles sera :

$$\text{NBP} = \frac{\text{Population s'alimentant au BP}}{\text{Nombre de personnes desservies par un BP}}$$

$$\text{NBP} = 40$$

2.3 Besoins en eau de dimensionnement des équipements

2.3.1 Estimation des pertes dans le réseau et des coefficients de pointe

Les besoins en eau de dimensionnement des équipements tiendront compte des situations aléatoires et exceptionnelles dans le réseau qui sont les pertes en réseau et les coefficients de pointe. Faute des données suffisantes pour la détermination des coefficients de pointe, nous référerons aux données de la documentation en faisant un choix optimal pour la suite du dimensionnement.

a) *Les pertes en eau dans le réseau*

Les pertes en réseau sont généralement estimées à 10% des besoins de consommation pour un réseau neuf et 15% pour un vieux réseau.

Ces pertes sont dues essentiellement aux :

- fuites localisées dans le réseau (joints et appareils) ou à cause des équipements défectueux ou de la vétusté de l'ensemble ;
- fuites de débordement de réservoirs.

Une perte en eau de 10% est retenue pour ce projet.

b) *La variation saisonnière de la demande en eau*

Le coefficient de pointe saisonnier (**Cps**) est le rapport de la consommation journalière moyenne calculée sur l'année et de la consommation moyenne de la période de pointe. Il permet de réguler les ressources en eau. En général, il varie de 1,1 à 1,2 ; nous adoptons 1,15 cela, par référence aux études similaires menées antérieurement au Burkina Faso.

c) La variation journalière de la demande en eau

Le coefficient de pointe journalière (CPJ) permet d'évaluer la production du jour de pointe et sert au dimensionnement des ouvrages de captage, de transport et de stockage. Ce coefficient varie de 1,05 à 1,15 et est inversement proportionnel à la taille de la localité à alimenter. Pour Gao, nous le fixons à 1,1.

d) Variation horaire de la demande en eau

Pour faire face à la demande de l'heure de pointe du jour de pointe, un coefficient dit coefficient de pointe horaire (Cph) permet de tenir compte de cette situation exceptionnelle. De même que le coefficient de jour de pointe, le coefficient de pointe horaire est inversement proportionnel à la taille de la localité à équiper et n'a aucune influence sur la quantité d'eau à mobiliser. Il varie de 1,5 pour une grande ville (de plus de 200 000 habitants) à 3 voire 6 pour une petite localité (de moins de 10 000 habitants). A l'échéance du projet, la population n'atteindra pas 5000 habitants. Ainsi, le Cph est pris égal à 2,5.

2.3.2 Besoins de dimensionnement des ouvrages d'adduction

Les besoins moyens journaliers d'adduction sont donnés par :

$$B_{mja} = (B_{mj} + p) \cdot C_{pj}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} B_{mja} = \text{Besoins moyens journalier d'adduction (m}^3/\text{j)}; \\ C_{pj} = \text{coefficient de pointe journalier}; \\ p = \text{pertes en eau dans le réseau (m}^3/\text{j)} \end{cases}$$

2.3.3 Besoins de dimensionnement des ouvrages de distribution

Les besoins moyens journaliers de distribution sont :

$$B_{mjd} = \frac{B_{tc} \times C_{ph} * C_{pj}}{\eta}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} B_{mjd} = \text{Besoins maximum journalier de distribution (m}^3\text{)}; \\ B_{tc} = \text{Besoins totaux de consommation (m}^3\text{)} \\ C_{ph} = \text{coefficient de pointe horaire.} \\ C_{pj} = \text{coefficient de pointe journalier.} \\ \eta = \text{rendement du réseau de distribution} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les différents besoins de dimensionnement :

Tableau 6 : Récapitulatif des besoins en eau

Désignation	Quantité
Besoins totaux de consommation (m ³ /j)	67
Coefficient de Pointe saisonnier (CPs)	1,15
Coefficient de Pointe journalier (CPJ)	1,1
Coefficient de Pointe Horaire (CPh)	2,5
Rendement du réseau de distribution (%)	90
Besoins de dimensionnement du réservoir et ouvrages d'adduction (m³/j)	86
Besoins de dimensionnement de réseau de distribution (m³/j)	206

2.4 Adduction

2.4.1 Détermination du débit d'adduction

Il est régi par la formule suivante :

$$Q_{ad} = \frac{B_{mja}}{t}$$

Avec : $\left[\begin{array}{l} Q_{ad} = \text{débit d'adduction (m}^3/\text{h)} \\ B_{mja} = \text{Besoins moyens journaliers d'adduction (m}^3\text{)} = 86 \text{ m}^3; \\ t = \text{temps de pompage pris égal à 16h} \end{array} \right.$

$$Q_{ad} = 5,10 \text{ m}^3/\text{h}$$

L'hypothèse faite au départ est qu'un forage fournira un débit moyen minimal de 6 m³/h. Alors, il est possible d'alimenter le réservoir avec un forage donnant un débit de 5,10 m³/h.

Pour permettre des réparations et entretiens courants des équipements de pompage (du groupe électrogène surtout) et aussi minimiser la capacité du château, les temps de pompage sont fixés suivant les intervalles de temps de 4 heures à 12 heures et de 14 heures à 22 heures.

Nous rappelons que cette proposition est à titre d'indication. Les heures de pompage seront calculées en connaissant le débit exact du forage à réaliser.

2.4.2 Dimensionnement de la conduite d'adduction

La conduite d'adduction a pour rôle d'assurer le transfert de l'eau du forage au réservoir. Pour notre projet, l'adduction sera faite par refoulement.

Pour le dimensionnement de la conduite, il est important de prendre en compte l'aspect économique. Les équipements de production ont été dimensionnés suivant l'hypothèse de 16 heures de pompage par jour. Le débit de refoulement (production) théorique requis pour l'échéance 2026 est de 5,10 m³/s soit 1,5 l/s ou encore 0,0015 m³/s.

Ce débit sera considéré pour le dimensionnement des équipements de production. Le diamètre de la conduite de refoulement est déterminé suivant trois formules notamment, la méthode de Bresse, de Bresse modifié et celle de Munier. Elles s'écrivent sous les formes suivantes :

- Bresse : $D_{in} = 1,5 \sqrt{Q_{expl}}$
- Bresse modifié : $D_{in} = 0,83 * \sqrt[3]{Q_{expl}}$
- Munier : $D_{in} = (1 + 0,02 * n) * Q_{(m^3/s)}^{0,5}$

Avec Q_{expl} , le débit d'exploitation et n, le nombre d'heures de pompage.

Les résultats des diamètres intérieurs sont résumés dans le tableau ci-dessous ainsi que les pertes de charges linéaires unitaires et les vitesses respectives.

Tableau 7 : Choix de diamètre de la conduite d'adduction

La conduite d'adduction proposé est en PVC PN 10 bars avec une vérification de sa résistance aux surpressions

Q = 0.0014 l/s	Bresse	Bresse modifié	Munier
D calculé (m)	0.056	0.090	0.050
D. intérieur commercial (m)	0.057	0.107	0.057
Vitesse (m/s)	0.642	0.159	0.443
Pdc (m/m)	0.009	0.0002	0.003
Longueur (m)	243.00		
∑ pdc (m)	2.220	0.0534	125
DN adopté (mm)	63	0.826	75

Le diamètre adopté est celui obtenu par la formule de Bresse (63/57 mm) avec une vitesse de 0,64 m/s.

2.5 Détermination de la capacité du réservoir

2.5.1 Rôle technique et site d'implantation du réservoir

Le réservoir joue principalement les rôles suivants :

- réguler les débits et les pressions ;
- assurer la sécurité d'approvisionnement ;
- faciliter le traitement.

L'implantation du réservoir doit répondre à la fois aux aspects économiques et fonctionnels :

- être posé à un endroit ayant une côte élevée permettant de dominer le terrain et ainsi réduire la hauteur du radier ;
- être posé à proximité du forage afin de réduire la longueur de la conduite d'adduction.

Il est alors retenu de le réaliser à la côte TN 403,53 m à 243 m du forage.

2.5.2 Consommation journalière

Le calcul de la capacité du château sera fait sur la base des fluctuations des besoins en eau (méthode analytique) et vérifié par la méthode des rapports. La variation horaire pondérale de la demande en eau ne pouvant être déterminée, nous l'assimilerons à un centre similaire d'une population inférieure à 10.000 habitants : le village SIDERADOUGOU, une localité située dans la province de COMOIE (région du Centre-Est du Burkina Faso).

Tableau 8 : Pourcentage horaire de la consommation journalière

Heures	0 à 1	1 à 2	2 à 3	3 à 4	4 à 5	5 à 6	6 à 7	7 à 8	8 à 9	9 à 10	10 à 11	11 à 12
%	0	0	0	0	0	0	9,9	8,1	7,8	7,9	6,2	3,1
Heures	12 à 13	13 à 14	14 à 15	15 à 16	16 à 17	17 à 18	18 à 19	19 à 20	20 à 21	21 à 22	22 à 23	23 à 0
%	4,5	5,4	4,6	5,4	12,2	11,2	7,3	6,4	0	0	0	0

Source : AEPS de SIDERADOUGOU

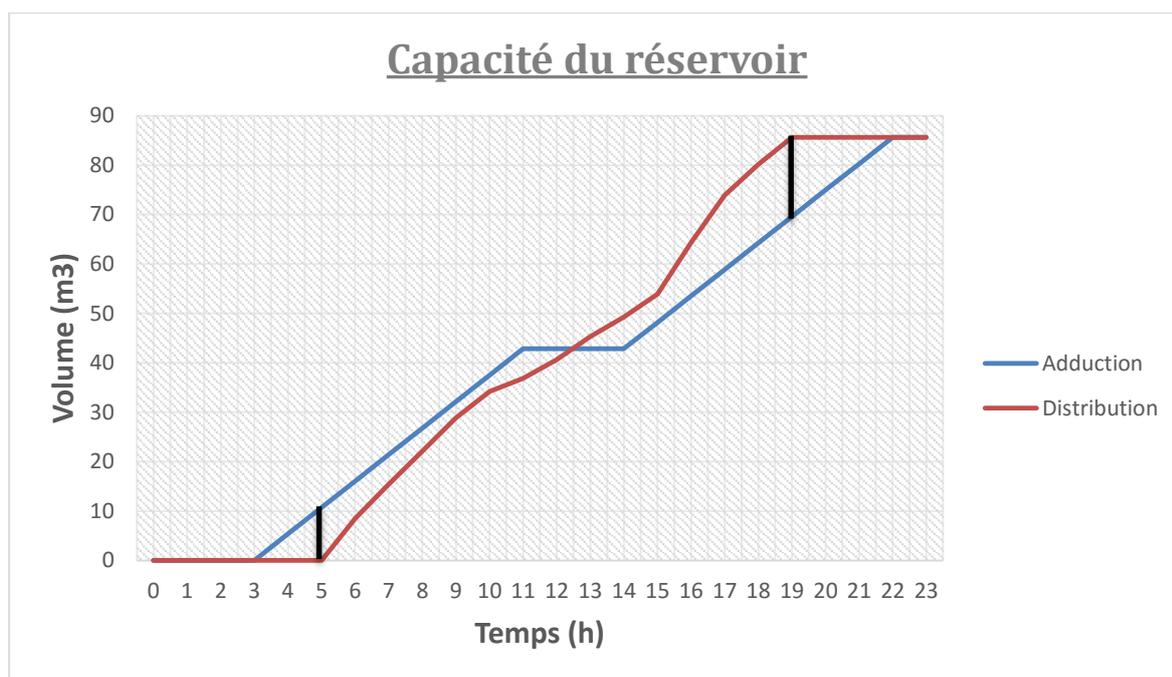


Figure 2 : Variation journalière du volume d'eau dans le réservoir

La capacité utile du réservoir vaut, d'après le tableau joint en annexe:

$$CU = ABS(-20,34) + ABS(5,51) = 25,85 \text{ m}^3$$

Nous adoptons $CU = 30 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir adopté représente environ 35% du volume de consommation journalière correspondant à l'adduction de jour de pointe.

2.5.3 Volume de la réserve d'incendie

Compte tenu du niveau de développement du village, une réserve d'incendie n'est pas nécessaire car, la localité ne dispose pas d'un service de sapeurs-pompiers d'une part et il n'y a pas de site susceptible de se consumer de manière à nécessiter la prise en compte de la réserve d'incendie d'autre part.

2.5.4 Choix et caractéristiques du type de réservoir

Sous réserve des dispositions particulières, le réservoir proposé sera de type métallique de forme cylindrique. Ce choix est guidé relativement par son coût d'investissement qui est moindre par rapport au réservoir en béton ou en maçonnerie et son entretien est peu exigeant. Aussi, il y'a un savoir-faire en la matière au Burkina Faso. Les dimensions retenues sont les suivantes :

Tableau 9 : Caractéristiques du réservoir

Désignation	Unité	Valeur
Diamètre	m	3
Hauteur	m	4,25
Volume	m ³	30,04

2.6 Réseau de distribution

2.6.1 Choix du type de réseau de distribution

Le réseau de distribution choisi est de type ramifié pour les raisons suivantes :

- L'exigence de la continuité de la desserte est relativement faible et ne nécessite pas un réseau de type maillé bien que ce dernier soit flexible du point de vue de l'exploitation ;
- Le coût d'investissement pour un réseau ramifié est relativement faible par rapport à celui d'un réseau maillé.
- La densité des points de desserte est relativement faible.

Le mode de distribution adopté est de type gravitaire : un réservoir sera disposé en extrade de sorte à dominer le réseau et assurer une pression de service minimale au point le plus défavorable (point le plus haut ou le plus éloigné).

2.6.2 Tracé du réseau

L'objectif principal est de garantir l'accès au réseau des usagers dans les conditions économiques optimales afin d'assurer la continuité de la distribution. De ce fait, le tracé devrait répondre à certaines contraintes pratiques. Ce sont principalement les points de desserte (densité de la population), l'emplacement du réservoir, les axes des routes (cas du centre non loti comme celui-ci) et les propriétés privées qui influencent sur le tracé du réseau. Ainsi, ces différents points seront repérés pour permettre un tracé cohérent.

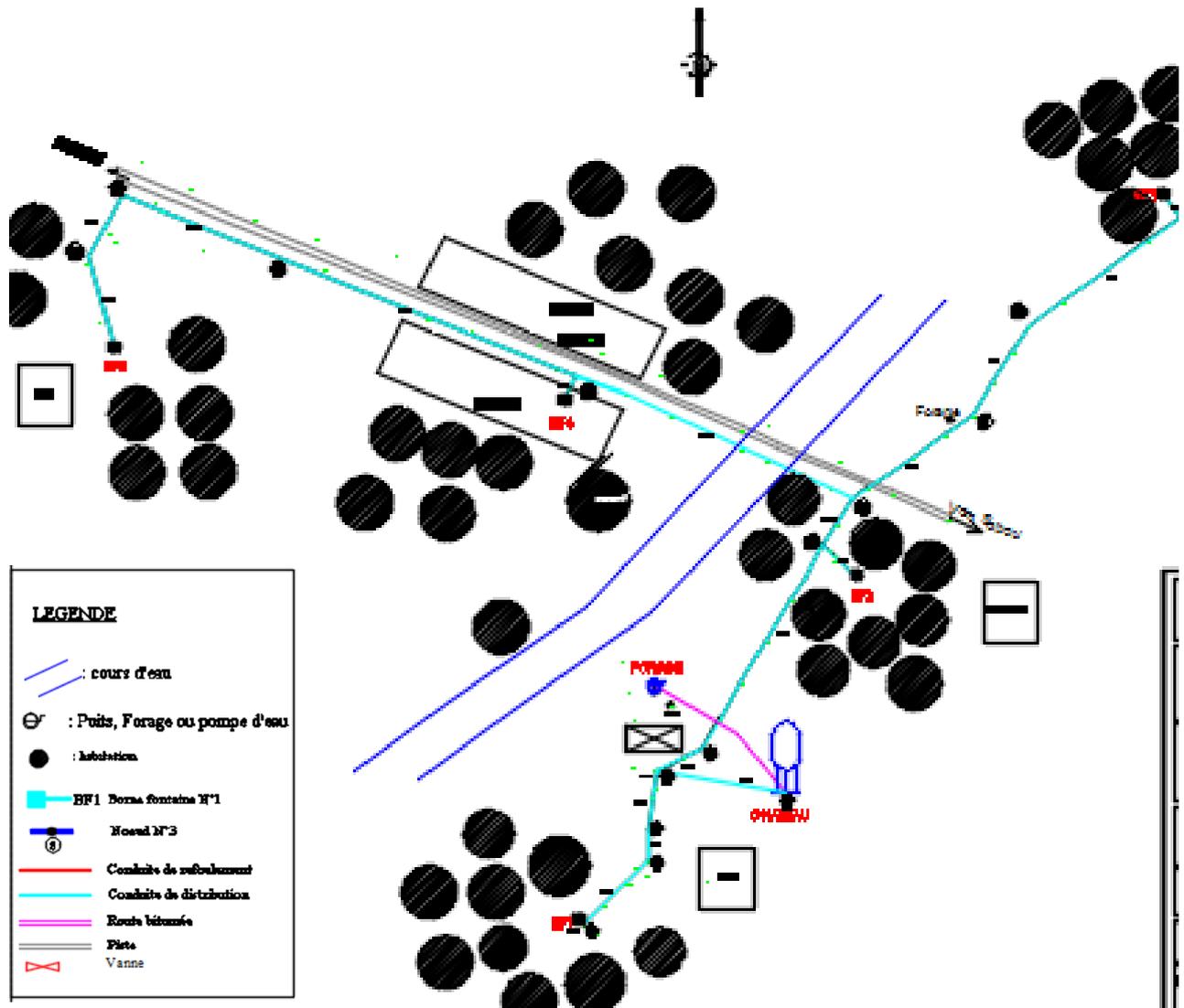


Figure 3 : Tracé du réseau de distribution et d'adduction

2.6.3 Calcul du débit de distribution

Le réseau de distribution doit être capable de supporter les besoins pendant l'heure de pointe du jour de pointe.

Bien que les branchements particuliers soient alimentés en continu, les temps de distribution dans les bornes fontaines seront fixés à 12h par jour (soit de 6h à 18h). Alors, le débit de base pour la distribution (sortie château) est exprimé par :

♦ Calcul du débit de distribution aux bornes fontaines

$$Q_{bf} = \frac{B_{pj} * 1,1 * 1000}{12 * 3600} * C_{ph}$$

$$Q_{bf} = \frac{48 * 1.1 * 1000}{12 * 3600 * 0.9} * 2,5$$

$$Q_{bf} = 3,40 \text{ l/s}$$

L'implantation des bornes fontaines étant fonction de la densité, de la distance des habitations et aussi de la politique des autorités locales, cinq (05) bornes fontaines seront implantées. Le débit par borne fontaine est de 0.68l/s. Il sera retenu 0.7 l/s, débit cumulé de deux robinets de puisage de ½ pouce et ¾ de pouce soit un total de 3,5 l/s de débit ponctuel.

♦ **Calcul du débit de distribution aux branchements particuliers et publics**

$$Q_{bpp} = \frac{(16+3) * 1.1 * 1000}{12 * 3600 * 0.9} * 2,5$$

$$Q_{bpp} = 0,67 \text{ l/s}$$

Calcul du débit de distribution ponctuel vaut alors

$$Q_{dist} = Q_{bf} + Q_{bpp}$$

$$Q_{dist} = 3.5 + 0.67$$

$$Q_{dist} = 4.17 \text{ l/s}$$

Détermination des débits en route.

$Q_r = \frac{Q_{bpp}}{\Sigma L} = \frac{0,67}{2871} = 0,00023 \text{ l/s/m}$ Avec ΣL la somme des longueurs totales pouvant recevoir des branchements.

L'emplacement des branchements privés n'étant pas connu au stade actuel, le débit total de distribution sera reparti proportionnellement aux longueurs tronçons pour le dimensionnement du réseau.

Vu la taille de l'agglomération, le débit d'un tronçon à porter à son aval, sera simplement la somme des débits ponctuels et des débits en route.

Les tronçons R-N8, N6-BF1, N10-BF2, N15-BF3, N18-BF4 n'assureront pas de service en route, leurs longueurs seront déduites des longueurs du service en route (soit 2690m) tels que indiquer dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Calcul des débits des tronçons de réseau.

Tronçons	Longueur (m)	Q _{ponctuel} (l/s)	Q _{route} (l/s)	Q _{tronçon} (l/s)
R-N8	181			4,17
N8 à N4	82		0,02	0,75
N4 à N5	47		0,01	0,73
N5 à N6	63		0,02	0,72
N6 à BF1	11	0,7		0,70
N8 à N9	85		0,02	3,42
N9 à N10	329		0,08	3,40
N10 à BF2	62	0,7		0,70
N10 à N12	80		0,02	2,62
N12 à N13	207		0,05	0,85
N13 à N14	148		0,04	0,80
N14 à N15	262		0,07	0,77
N15 à BF3	41	0,7		0,70
N12 à N18	427		0,11	1,75
N18 à BF4	37	0,7		0,70
N18 à N20	450		0,11	0,94
N20 à N21	240		0,06	0,83
N21 à N22	140		0,03	0,77
N22 à BF5	130	0,7	0,03	0,73

2.6.4 Calcul des diamètres des conduites de distribution

Pour déterminer les diamètres théoriques des conduites de distribution, nous appliquons la formule de continuité :

$$Q = V \cdot S$$

Où V désigne la vitesse, S la section de la conduite de distribution et Q le débit transitant dans la conduite.

De cette formule découle celle du diamètre intérieur qui est :

$$D_{int} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Avec : D_{int} : le diamètre intérieur de la conduite (en m) ;
 Q : le débit traversant la conduite (en m³/s) ;
 V : la vitesse de l'eau dans la conduite (en m/s).

Des ajustements sont faits pour le choix des diamètres commerciaux tout en respectant les conditions de vitesse et de pression minimale sans oublier de minimiser les pertes de charge.

Ainsi donc, les valeurs limites tolérables sont les suivantes :

La vitesse doit être comprise entre 0,3 m/s et 1,5 m/s,

La pression de service minimale doit être égale à 10 m (1bar).

2.7 Calage de la hauteur du radier

La hauteur du radier est fixée de sorte à assurer la pression minimale de service au point le plus défavorisé du réseau. Il s'agit du point le plus élevé augmenté des pertes de charges et de la pression de service.

Ainsi :

$$\text{Hauteur du radier} = \text{pression de service} + \text{différence des côtes} + \sum pdc$$

La pression de service minimale est prise à 10 m ;

Σpdc : Somme des pertes de charge du réservoir au point le plus défavorisé hydrauliquement.

TN château = 403.53 m

La pression est assurée pour une hauteur sous radier de 15 m soit une côte de 418,53 m. A cette hauteur, la pression minimale sera de 10,05 m voir annexe1.

2.7.1 Calcul des pertes de charges dans les conduites

a. Pertes de charge linéaire

Les pertes de charges sont des pertes en pression dues aux frottements des molécules entre elles ou par rapport à la paroi intérieure de la conduite d'une part et celles aux points de singularités d'autre part. Elles sont données ici par la formule de Manning-Strickler :

$$pdc = \left[10,29 \times \frac{Q^2 \times L}{K_s^2 \times D^{5,33}} \right]$$

Où : pdc : pertes de charge linéaire (en m) ;

Q : débit passant dans la conduite (en m³/s) ;

L : longueur de la conduite (en m) ;

D : diamètre de la conduite (en m) ;

Ks : coefficient de Manning (Ks=120 pour le PVC).

b. Calcul des pertes de charges singulières

Afin d'uniformiser la répartition de cette valeur sur le réseau, un taux de 5% sur les pertes de charge linéaire sera retenu compte tenu du faible nombre des singularités.

c. Les pertes de charges totales

$$pdc = pdc_{lin} + pdc_{sing}$$

2.7.2 Détermination des pressions aux points de desserte

La pression en un point donné se détermine par :

$$P_i = \Delta z - \sum pdc$$

Où P_i représente la pression au point considéré en m :

Δz , la différence de côtes entre le point initial (réservoir) et le point considéré (BF);

$\sum pdc$, la Somme des pertes de charge entre le réservoir et le point considéré.

Les calculs hydrauliques ont été faits par le tableur Excel et confirmés par la simulation à partir du logiciel EPANET (pour vérification). La simulation est faite à l'heure de pointe. Les diamètres retenus sont des diamètres commerciaux normalisés.

La vitesse théorique de base est prise à 0,8 m/s ;

Tableau 11 : Récapitulatif des caractéristiques des conduites de distribution

Préambule : Cote TN château = 403,53m. Coefficient de pertes de charge singulière = 1,05, Vitesse de calcul du diamètre théorique = 0,8 m/s ; Pression minimale de service = 10 mCE

Tronçons	Longueur (m)	Débit (l/s)	Dth (mm)	Dn (mm)	Dint(mm)	j(m)	jx-r (m)	Ztn aval (m)	Zmin imposé (m)	P imposé enx (m)	Vitesse (m/s)
CE-N8	181	4,17	81,5	110	99,4	0,53	0,53	399,96	410,49	18,47	0,54
N8 à N4	82	0,75	34,5	50	45,2	0,51	1,04	398,69	409,73	19,23	0,47
N4 à N5	47	0,73	34,0	50	45,2	0,28	1,31	399,26	410,57	18,39	0,45
N5 à N6	63	0,72	33,8	50	45,2	0,36	1,68	398,86	410,54	18,42	0,45
N6 à BF1	11	0,70	33,4	50	45,2	0,06	1,74	399,08	410,82	18,14	0,44
N8 à N9	85	3,42	73,8	110	99,4	0,17	0,69	399,12	409,81	19,15	0,44
N9 à N10	329	3,40	73,6	110	99,4	0,64	1,33	400,97	412,30	16,66	0,44
N10 à BF2	62	0,70	33,4	50	45,2	0,34	1,67	402,09	413,76	15,20	0,44
N10 à N12	80	2,62	64,6	90	81,4	0,27	1,59	400,3	411,89	17,07	0,50
N12 à N13	207	0,85	36,9	63	57	0,49	2,08	400,68	412,76	16,20	0,33
N13 à N14	148	0,80	35,7	63	57	0,31	2,39	400,77	413,16	15,80	0,31
N14 à N15	262	0,77	34,9	63	57	0,50	2,89	401,74	414,63	14,33	0,30
N15 à BF3	41	0,70	33,4	50	45,2	0,22	3,11	402,58	415,69	13,27	0,44
N12 à N18	427	1,75	52,7	90	81,4	0,63	2,22	402,75	414,97	13,99	0,34
N18 à BF4	37	0,70	33,4	50	45,2	0,20	2,43	402,41	414,84	14,12	0,44
N18 à N20	450	0,94	38,7	63	57	1,29	3,51	402,75	416,26	12,70	0,37
N20 à N21	240	0,83	36,3	75	57	0,53	4,04	402,75	416,79	12,17	0,32
N21 à N22	140	0,77	35,0	63	45,2	0,92	4,96	403,16	418,12	10,84	0,48
N22 à BF5	130	0,73	34,1	63	45,2	0,78	5,74	403,22	418,96	10,00	0,46

Il se dégage : 3265 m de conduites de distribution à poser y compris celles de branchement des bornes fontaines dont 2690 m assureront une desserte en route.

Après analyse des résultats, il en ressort que :

- La hauteur sous radier est de 15,43 m ;
- La pression maximale est de 19,15m ;
- La pression minimale de 10,00 m ;
- La vitesse maximale de 0,54 m/s ;
- La vitesse minimale de 0,30 m/s.
- Les pertes de charge totales sont de 5,75 m.

2.7.3 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Par définition :

$$HMT = H_{géo} + \Delta H$$

$$H_{géo} = Z_s - Z_{ND}$$

où

	Z_s = Cote d'alimentation par surverse du réservoir (418,68 m + 4,25 m = 422,93m) ;
	Z_{ND} = Cote du niveau dynamique de l'eau dans le forage (360,18m) ;
	ΔH = pertes de charge totales entre le réservoir et le forage (2,22m) ;
	$H_{géo.}$ = hauteur géométrique d'élévation de l'eau (ND à la cote d'alimentation par surverse)

Alors la hauteur manométrique totale sera : HMT=65 m. Intégrant les équipements spéciaux en tête de forage (clapet, piège à sable, compteur...), cette Hmt peut s'arrondir à 70m.

2.7.4 Etude du phénomène de coup de bélier

▪ Au niveau de l'adduction

a) Définition

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, la fermeture/ouverture brutale ou progressive d'une vanne. Il est caractérisé par une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur d'une conduite. Ce phénomène cause de variations importantes de pression. Pour éviter des conséquences indésirables, il est important de contenir ces valeurs limites par des installations prévues à cet effet.

b) Détermination des valeurs limites de pression

Par définition :

$$\Delta h = \pm \frac{\alpha * V_0}{g}$$

Avec : $\alpha = 380,97$
 $V_0 = 0,64 \text{ m/s}$
 $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$

Tableau 12 : Valeurs limites de pressions d'adduction

Désignation	Unité	Valeurs
Δh	m	24,85
Hmax	m	94,85
Hmin	m	45,15

c) Equipement et moyen de protection

Il est important que la pression provoquée par le coup de bélier au point le plus défavorable du réseau soit inférieure à la pression nominale. La pression maximale théorique observée dans la conduite est de 94,85 m. Ainsi, nous choisirons une conduite ayant une pression nominale de 10 bars soit 100 m ; ceci dans le but d'éviter, l'explosion de la conduite. La protection anti-bélier ne sera pas nécessaire. Toutefois, une ventouse d'admission d'air sera placée au point le plus haut du réseau afin de rétablir l'équilibre en cas de dépression.

▪ **Au niveau de la distribution**

De même que dans l'adduction, la pression maximale est inférieure à la pression nominale (100 m) alors il n'y a pas de risque de surpression donc pas de phénomène de coup de bélier. Et la pression minimale reste dans la marge prévue dans l'hypothèse émise plus haut (≥ 10 m).

De ce fait, les natures des différentes conduites, leurs diamètres ainsi que leurs longueurs sont conçus dans le tableau suivant. Une majoration de 5% sera faite pour permettre à l'équipe de gestion de faire les premiers travaux de maintenance.

Tableau 13 : Répartition des conduites

Nature	Diamètre Nominal (mm)	Longueur (m)	Longueur majorée (m)	Fonction
PVC PN10	110	595	625	distribution
	90	507	532	
	75	240	252	
	63	1337	1404	
	50	343	360	
PVC PN10	63	243	255	refoulement
TOTAL	-	3265	3428	-

2.8 La station de pompage

2.8.1 Dimensionnement et choix de la pompe et son moteur

- Calcul de la puissance hydraulique :

$$P_h = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{3,6 \cdot 10^6}$$

Avec :

- P_h : puissance hydraulique (KW) ;
- ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m³) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9,81$ m/s²) ;
- Q : débit véhiculé ($Q=5,40$ m³/h)
- H_{mt} : la hauteur manométrique totale ($H_{mt}= 80$ m)

$$P_h = 1,18 \text{ Kw}$$

En supposant un rendement de $\eta_1=0,5$, la puissance électrique absorbée sera de :

$$P_e = \frac{P_h}{\eta_1}$$

$$P_e = 1,96 \text{ kW}$$

2.8.2 Caractéristiques et choix du couple électropompe

Le choix de la pompe dépend principalement de la hauteur manométrique et du débit que doit véhiculer cette dernière. Après prise en compte de ces conditions, les caractéristiques de la pompe choisie sont consignées dans le tableau suivant ainsi que ceux du moteur :

Tableau 14 : Caractéristiques de l'électropompe

Désignation	Désignation	Unité	Valeurs
Pompe	Puissance hydraulique de la pompe	KW	1.18
	Diamètre nominal de la roue	pouce	2
	Débit	m ³ /h	5,40
	Hmt	m	80
	Rendement	%	60
	TYPE DE POMPE		SP5A-21
Moteur	Puissance électrique du moteur	KW	2,2
	Rendement	%	50
	TYPE DE MOTEUR		MS402

Les caractéristiques de la pompe et du moteur ainsi choisies sont celles du constructeur GRUNDFOS.

2.8.3 Vérification du point de fonctionnement

Les relations qui lient le débit Q et la hauteur totale H, la puissance absorbée P et le rendement η sont données par les courbes caractéristiques de la pompe.

La courbe caractéristique de la pompe fournie par le constructeur est utilisée conjointement avec la courbe caractéristique du réseau $H = Hgt + \Delta H$ en fonction du débit où ΔH représente les pertes de charges totales (pdc linéaire et singulière dans le réseau). L'intersection de la courbe du réseau avec la courbe caractéristique de la pompe donne le point de fonctionnement.

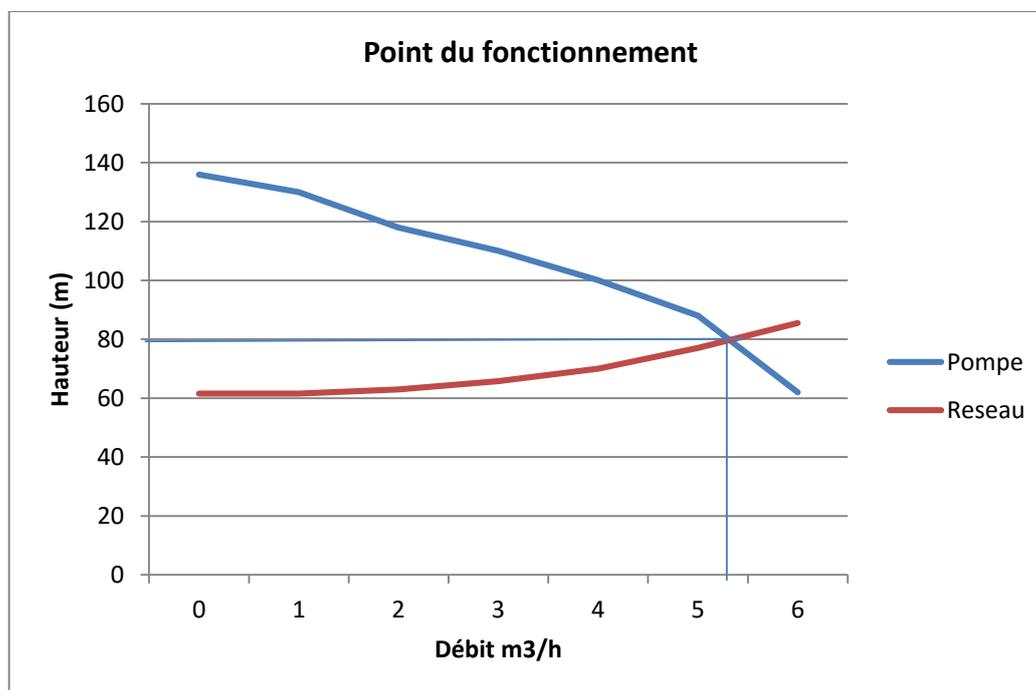
La formule utilisée pour l'estimation de la perte de charge dans le réseau est :

$$J_2 = J_1 \times \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^2$$

Tableau 15 : Données des courbes caractéristiques

POMPE							
Q	0	1	2	3	4	5	6
HMT	136	130	118	110	100	88	62
RESEAU							
Q	0	1	2	3	4	5	6
HMT	61,56	61,56	62,96	65,78	70,00	77,04	85,48
J	0	1,4075	2,815	4,2225	5,63	7,0375	8,445

◆ **Détermination graphique du point de fonctionnement**



Q=5.40 m³/h ; Hmt= 80m

Figure 4 : point de fonctionnement du réseau

1.1.1 Dimensionnement du groupe électrogène

Pour cause de la non-couverture du réseau électrique dans la zone du projet, la pompe immergée sera alimentée par un groupe électrogène. L'alternateur du groupe sera entraîné par un moteur diesel du fait de son rendement meilleur que celui à essence (environ 50%). Aussi, le choix des panneaux solaires est épargné du fait du faible rayonnement pendant la saison de pluie et du temps de pompage relativement long.

Compte tenu des branchements annexes, la puissance du moteur sera majorée. Ainsi donc le groupe électrogènes choisi dans le catalogue du constructeur techni-contact, a une puissance de 4,6 à 6.4 KW. Les caractéristiques techniques du modèle choisi se trouvent en annexe.

II. OUVRAGES ANNEXES

2.1 Les équipements hydrauliques

2.1.1 Tête du forage

C'est une construction sur radier montée à l'agglomération pleine de 20 cm d'une hauteur d'environ 1 m. Elle permet de protéger les appareils posés afin de protéger la pompe immergée d'une part et de quantifier et vérifier la qualité d'eau brute d'autres part. Ils comprennent :

- Pressostat ;
- Clapets anti-retour ;
- Compteur à bride $Q= 5.40\text{m}^3/\text{s}$;
- Manomètre à bain d'huile ;
- Ventouse DN63;
- Robinet de prélèvement d'eau brute ;
- Des machettes coudées à brides ;
- Des tés à brides ;
- De collier de support ;
- RVR à main volant
- Vanne d'arrêt ;

Voir les plans en annexe.

2.1.2 Equipements du château

Le château d'eau doit avoir des équipements suivants

- Une conduite d'alimentation DN63 PN10 plastique muni d'un flotteur à son extrémité ;
- Une conduite de distribution DN110 PN10 plastique muni d'une crépine et placée à au moins 15cm au-dessus du radier ;

- Une conduite de trop plein DN110 PN10 plastique;
- Une conduite de vidange DN110 PN10 raccordant à la conduite de trop plein ;
- Deux escaliers de visite et d'entretien en acier (d'accès et dans la cuve);
- Un tachéomètre volumique visible depuis le sol ;

2.1.3 Les équipements du réseau de distribution

Le réseau de distribution sera composé des appareillages usuels, maîtrisés et faciles d'utilisation. Il s'agit :

- Ventouse ;
- Vannes ;
- Bouchons ;
- Bouches de vidange.

Voir le plan en annexe.

2.1.4 Les équipements de traitement

Etant donné la qualité des eaux souterraines acceptable, il ne s'agira surtout pas d'un traitement approfondi mais juste d'une désinfection pour lutter contre les pollutions accidentelles de l'eau pendant son transport. Cette lutte peut se faire par chloration, par rayonnement ou par l'ozone selon le type de désinfection envisagé et le pouvoir rémanent souhaité. L'option envisagée est la chloration car, le chlore a un pouvoir rémanent plus grand que les autres en plus de son caractère désinfectant donnant un temps de conservation assez long. Cela, afin de conserver la qualité de l'eau jusqu'aux consommateurs finaux.

Pour cela, un équipement de traitement de l'eau sera installé. Il comprendra une pompe doseuse et un bac pour contenir la solution de traitement. Ce dernier doit être muni d'un agitateur mécanique. L'injection de la solution de traitement se fera directement sur la conduite de refoulement et le séjour se fera dans le réservoir.

Les caractéristiques de la pompe seront données après avoir déterminées le débit d'injection et la cadence de la solution. De même, la concentration de la solution dépendra de la qualité des eaux brutes.

Le chlore étant un produit volatile (au bout de deux jours) et résiduel ayant un pouvoir rémanent efficace pour la protection contre les pollutions futures, semble mieux indiqué. En plus, il est très accessible localement et ne coûte pas cher.

Le temps de séjour est compris entre :

$$2 \text{ heures} \leq T_s = \frac{Cu(m^3)}{Q(m^3/h)} \leq 2 \text{ jours}$$

$$T_s = \frac{30 m^3}{5,34 m^3/h} = 6 \text{ heures}$$

2 heures < T_s (= 6 heures) < 2 jours ; Condition vérifiée.

2.2 Ouvrages du génie-civil

Cette partie sera réservée à tous les ouvrages du génie-civil faisant partie intégrante du projet. Il s'agit particulièrement :

- Des bâtiments d'exploitation ;
- Des abris des bornes fontaines ;

2.2.1 Les bâtiments d'exploitation

Ces bâtiments seront construits non-loin du forage et du château et permettront de minimiser le temps de réaction en cas d'urgence. Ils sont constitués :

- D'un local de gestion faisant office du bureau ayant pour dimensions 4m x 3m (soit 12m²) auquel est ajusté le local technique;
- D'un local pour groupe électrogène de 3m x 2m (soit 6m²) où seront posés tous les appareillages électriques pour la pompe du forage ;
- D'un magasin de dimensions 1,50m x 3m (soit 4,5m²) faisant aussi office de local technique accolé au local groupe électrogène ;
- D'une toilette de 1,50m x 1,50m pour les exploitants de ces locaux afin d'assainir les lieux de travail.

Les plans et les coupes de ces locaux sont joints en annexe.

Une aire de 9 000m² sera réservée à ces ouvrages d'exploitation

2.2.2 Abris des bornes fontaines

La borne fontaine est constituée d'une tuyauterie alimentant deux robinets de puisage. L'ensemble est ancré dans une dalle en béton de 90cm de hauteur. Une vanne de sectionnement permet d'isoler la borne fontaine pendant l'exécution des travaux d'entretien

divers. La vanne est placée dans un regard pour la gestion du réseau. Un compteur sera placé sur chaque borne fontaine. Un système d'évacuation comportant un puisard (puits perdu) et une tuyauterie d'évacuation complèteront l'ensemble. L'ensemble du point de desserte est installé sous un hangar de 2,50 m de hauteur et dont la toiture est en tôle (voir plan en annexe).

III. ETUDE DES COÛTS

Cette partie sera consacrée à l'étude des coûts d'investissement et à une proposition des coûts de revient de l'eau du système d'AEPS de Gao. Elle comportera premièrement les investissements puis l'étude économique et enfin la capacité de paie de la population afin de garantir le coût des entretiens et de la pérennisation des ouvrages.

3.1 Coût du projet

Faute de bordereau des prix officiels, nous nous sommes inspirés des prix utilisés par le bureau d'études lors des projets similaires à travers le pays.

Tableau 16 : Récapitulatif du devis quantitatif et estimatif

N°	DESIGNATION	Montant
I	INSTALLATION DE CHANTIER - FRAIS GENERAUX	4 000 000
II	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION	15 565 000
III	CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DE CHÂTEAU D'EAU	31 760 000
IV	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION	11 216 500
V	OUVRAGES ANNEXES ET PRESTATIONS DIVERSES	12 570 000
	TOTAL GENERAL HT-HD	75 111 500
	TVA 18%	13 520 070
	TOTAL GENERAL TTC	88 631 570

Le présent devis est arrêté à la somme de quatre-vingt-huit millions six cent trente-un mille cinq cent soixante-dix (**88 631 570**) F CFA HT (voir devis détaillé en annexe).

3.2 Etude économique du projet

Il s'agit dans cette partie de mettre en balance les investissements et les charges sans oublier l'amortissement afin d'estimer le prix de vente de l'eau.

❖ Les charges d'exploitation

Elles prennent en compte tous les intrants nécessaires à une bonne exploitation du réseau. Le tableau suivant présente les hypothèses de calcul des différentes charges d'exploitation :

Tableau 17: Charges d'exploitation

Charges d'exploitation	Coûts (FCFA)
Salaires (F/mois)	110 000,00
Charges sociales (% des salaires)	10,00
Chloration (g de chlore /m3)	0,20
Energie (litre de gas-oil / m3 d'eau produite)	0,30
Prix du chlore (FCFA/ kg)	1 200,00
Prix du gas-oil (franc CFA/ litre)	650,00
Entretien du réseau (% du coût d'investissement/an)	3,00
Entretien du groupe électrogène (% du coût d'investissement /an)	5,00
Surveillance contrôle de la qualité (franc CFA /an)	150 000,00
Entretien groupe électropompe (% du coût d'investissement/an)	5,00

♦ **Les amortissements**

Pour les amortissements, il faut préciser que les ouvrages ne s'amortissent pas tous de la même manière. Pour ce faire, ils seront scindés en deux parties :

- Les amortissements d'au moins 10 ans ;
- Les amortissements de plus de 10 ans.

a. Les amortissements d'au moins 10 ans

Cette rubrique est consacrée aux ouvrages ayant une durée de vie limitée ou influençable au cours du temps donné pour une utilisation normale:

- Le forage équipé qui a un temps d'amortissement fixé à 10 ans ;
- Le groupe électrogène avec 5 ans ;
- Les installations de traitement, 3 ans.

b. Les amortissements de plus de 10 ans

Il s'agit ici :

- Du réservoir avec un amortissement de 30 ans ;
- Des réseaux (adduction et distribution), aussi avec un amortissement de 30 ans.

♦ **Calcul du taux de l'amortissement annuel de moins de 10 ans**

$$\tau_{-10} = \frac{\text{Forage équipé}}{10} + \frac{\text{groupe électrogène}}{5} + \frac{\text{équipement de traitement}}{3}$$

♦ Calcul du taux de l'amortissement annuel de plus de 10 ans

$$\tau_{+10} = \frac{\text{réservoir}}{30} + \frac{\text{réseau d'adduction}}{30} + \frac{\text{réseau de distribution}}{30}$$

♦ Calcul du prix de revient de l'eau hors amortissement

$$PR_{HA} = \frac{\text{Charge d'exploitation totale}}{\text{volume annuel vendu}}$$

♦ Calcul du prix de revient de l'eau avec amortissement de moins de 10 ans

$$PR_{-10} = \frac{\text{Charge d'exploitation totale} + \text{amortissement de moins de 10 ans}}{\text{volume annuel vendu}}$$

♦ Calcul du prix de revient de l'eau avec tous les amortissements

$$PR_{-10} = \frac{\text{Charge d'exploitation totale} + \text{somme des amortissements}}{\text{volume annuel vendu}}$$

♦ Calcul du prix de vente de l'eau hors amortissement

En admettant que le tiers de la vente revient aux fonteniers, le prix de vente sera alors :

$$PV_{HA} = \text{prix de revient hors amortissement} * \frac{3}{2}$$

♦ Calcul du prix de vente au m³ d'eau avec les amortissements de moins de 10 ans

$$PV_{HA} = \text{prix de revient avec amortissement de moins de 10 ans} * \frac{3}{2}$$

♦ Calcul du prix de vente au m³ d'eau avec les amortissements de plus de 10 ans

$$PV_{HA} = \text{prix de revient avec amortissement de plus de 10 ans} * \frac{3}{2}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des charges d'exploitation annuelles ainsi que les prix de vente et de revient suivant les cinq premières années de mise en service des ouvrages :

Tableau 18 : Charges d'exploitation annuelles et coûts de l'eau au m³

Désignation	2016	2017	2018	2019	2020
Vente annuelle (m ³)	23 126	23 681	24 250	24 832	25 428
Production annuelle (pertes & non recouvrement)	25 439	26 049	26 675	27 315	27 971
Coût annuel de la chloration	6 105	6 251	6 402	6 556	6 713
Coût annuel de l'énergie	4 426 393	4 532 626	4 641 409	4 752 803	4 866 871

Salaires + charges sociales	1 320 000	1 320 000	1 320 000	1 320 000	1 320 000
Entretien du réseau	630 000	630 000	630 000	630 000	630 000
Entretien du groupe électrogène	200 000	200 000	200 000	200 000	200 000
Surveillance contrôle de la qualité	150 000	150 000	150 000	150 000	150 000
Entretien groupe électropompe	150 000	150 000	150 000	150 000	150 000
Total charges d'exploitation	6 882 498	6 988 878	7 097 811	7 209 359	7 323 583
Amortissement moins de 10ans	2 466 667	2 466 667	2 466 667	2 466 66	2 466 667
Amortissement de plus de 10 ans	1 700 000	1 700 000	1 700 000	1 700 000	1 700 000
Prix de revient hors amortissement du m³ vendu	298	295	293	290	288
Prix de revient avec amortissement moins de 10 ans	404	399	394	390	385
Prix de revient avec tous amortissement	478	471	465	458	452
1/3 des ventes revient au fontainier					
Prix de vente du m³ (fcfa) hors amortissement	446	443	439	435	432
Prix de vente du m³ (fcfa) avec amortissement moins de 10 ans	606	599	592	584	578
Prix de vente du m³ (fcfa) avec tous amortissements	717	707	697	687	678

3.3 Etude de la capacité de la population à payer l'eau

Les études socioéconomiques réalisées dans la zone pour un échantillon de 100 habitants montrent que la population est animée d'une volonté à payer l'eau. Les proportions des différentes propositions sont de :

- 75 FCA pour 220 litres pour 36% des enquêtés ;
- 100 FCA pour 220 litres pour 48% des enquêtés ;
- 125FCA pour 220 litres pour 16% des enquêtés ;

Aussi, la quasi-totalité des ménages souhaitent un branchement privé avec des propositions suivantes :

- Moins de 25 000 FCFA pour 68% ;
- Entre 25 000 FCFA et 50 000 FCFA pour 26% ;
- Entre 50 000 FCFA et 75 000 FCFA pour 6%.

Pour des aménagements hydrauliques nouveaux comme le nôtre, la contribution de la population est estimée à 400 000 + 100 000/BF (Source : Enquêtes socio-économiques menées par GERTEC en 2015). Soit un total de 900 000 FCFA.

Après analyse des coûts et comparaison avec les autres prix de l'eau notamment ceux de l'ONEA et ceux des expériences vécues par l'Association pour le Développement des Adduction d'Eau (ADAE), nous proposons les prix suivants

Tableau 19 : Proposition des prix de vente de l'eau

Capacité des contenants	Prix (FCFA)	Prix (FCFA/m³)
Bidon de 10 litres	5 FCFA	500
Bidon de 20 litres	15 FCFA	750
Barrique de 200 litres	150 FCFA	750
01 m ³	750 FCFA	750

IV. PROPOSITION D'UN MODE DE GESTION

4.1 Loi régissant l'utilisation de l'eau

Dans l'optique de la pérennisation des ouvrages, de la gestion de l'eau et de la préservation de l'environnement, le Burkina Faso a adopté en février 2001 la loi portant orientation relative à la gestion de l'eau (loi n°002-2001). La dite loi stipule que : l'eau est une ressource précieuse, sa gestion durable constitue un impératif national. Il s'agit à cet effet :

- d'assurer l'alimentation en eau de la population ;
- de préserver la qualité de l'eau ;
- de faire face aux nécessités de la santé, de la salubrité publique, de la sécurité civile et aux problèmes posés par les inondations et les sècheresses.

De même, elle reconnaît à chacun, le droit de disposer de l'eau correspondant à ses besoins et aux exigences élémentaires de sa vie et sa dignité ; car l'eau est un patrimoine communautaire et public.

De ce fait, le pouvoir public (Etat) a le droit de déléguer tout ce pouvoir ou une partie à une collectivité privée ou publique. Notamment la gestion du service de distribution de l'eau potable, de l'assainissement ou de l'évacuation des eaux usées (art.43, 44).

Quel que soit le mode de gestion adopté, les personnes en charge sont soumises aux règles générales applicables aux services publics. Les principes de base restent l'égalité entre les usagers, la continuité du service de façon régulière et ininterrompue et l'adaptation du service à l'évolution des besoins collectifs et aux exigences de l'intérêt général.

Les personnes en charges sont aussi responsables de la qualité de l'eau distribuée selon les normes de potabilité en vigueur (art.46).

4.2 Composition de l'équipe de gestion

Le mode de gestion des installations futures sera d'une exploitation communautaire dont les règles principales sont décrites ci-haut et seront complétées si nécessaire lors de la mise en place de l'équipe de gestion. De toutes les manières, nous proposons la composition de l'équipe d'exploitation comme suit :

- un chef d'exploitation, plombier de formation, ayant une expérience administrative et de la gestion des ressources humaines. Il assurera aussi le rôle de comptable ;

- un technicien électromécanicien qui aura pour charge les fonctionnements de tous les appareils électromécaniques et leur entretien ;
- un gardien, chargé de veiller sur les matériels et appareils ;
- cinq collecteurs, ayant pour rôle de percevoir les redevances.

4.3 Mission du comité de gestion

Le comité de gestion est responsable du fonctionnement du dit réseau. Pour ce faire, il doit effectuer les entretiens courants, périodiques et d'urgences :

- Entretiens courants : surtout sur les installations d'adduction (pompes, groupe électrogène, dérivation pour les branchements particuliers....) ;
- Entretiens périodiques : nettoyage du réservoir, purge du réseau, recherches des fuites dans le réseau,
- Entretiens d'urgence en cas de rupture ou de dysfonctionnement brusque ou encore lors d'une contamination des eaux.

Aussi il doit veiller à la qualité de l'eau distribuée.

V. NOTICE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

L'objectif principal de l'étude des impacts environnementaux et sociaux est d'identifier, d'évaluer et d'analyser les impacts potentiels tant positifs que négatifs sur l'environnement afin de permettre une bonne prise de décision. A cet effet, nous énumérerons les impacts sur l'environnement physique, biologique et socioéconomiques selon les différentes phases du projet notamment la réalisation et l'exploitation.

5.1 Phases de la réalisation

A cette phase, il y'aura l'implantation du réseau par la réalisation des fouilles des canalisations, la réalisation du forage, la construction du château ainsi que les bâtiments d'exploitation.

Certes, ces travaux créeront de l'emploi par la demande de la main d'œuvre et favoriseront les revenus de la population mais aussi ils causeront la déformation du sol en place par les fouilles, pollution par la production des poussières nocifs pour la santé (respiratoire). L'échange culturel autour du projet peut constituer une source de transmission ou de contaminations des maladies (VIH, IST, tuberculose, etc.) sans oublier les accidents pendant la réalisation des travaux.

5.2 Phase d'exploitation

Il s'agit des impacts que le projet pourrait avoir une fois que les installations seront mises en service. Il s'agit entre autres de:

- Amélioration de la santé de la population ;
- Amélioration des revenus de la population ;
- Développement socioéconomique de la localité.

Mais aussi (les impacts négatifs) :

- La stagnation des eaux aux points de desserte peut être une source de propagation des maladies (le paludisme par exemple);

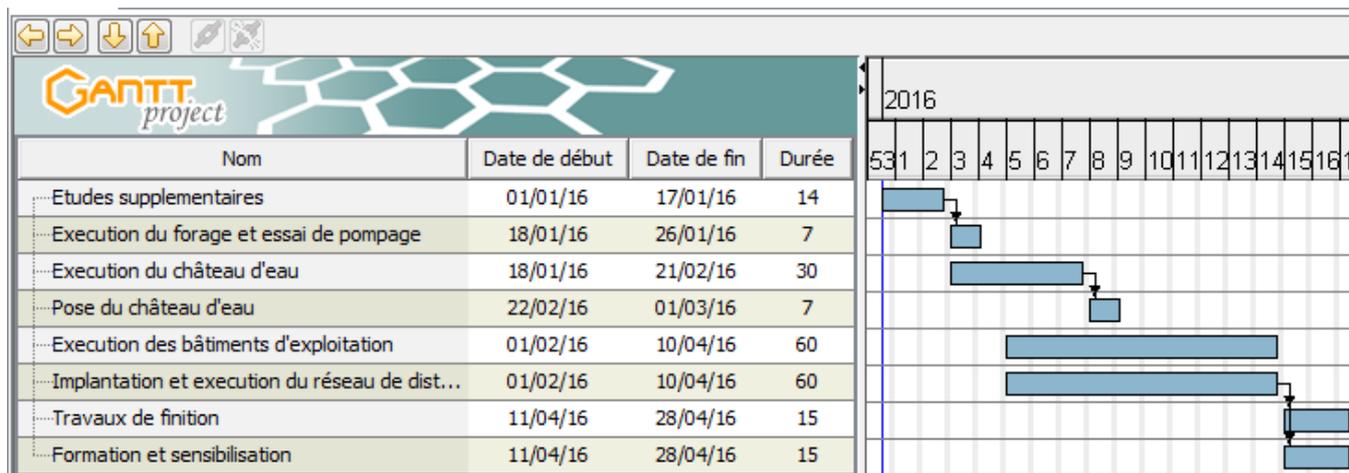
5.3 Solutions envisagées

Afin de réduire ou de minimiser les impacts négatifs, les mesures d'atténuation que nous pouvons envisager sont les suivantes :

- Sensibiliser la population sur les maladies transmissibles et/ou contagieuses et les moyens de prévention ;
- Sensibiliser les exploitants sur les maladies hydriques et les moyens de prévention ;
- Doter les différents intervenants, des équipements de protection pendant la réalisation des travaux ;
- Prévoir des produits pharmaceutiques de premières nécessités pendant la phase de réalisation.

VI. PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX

Un projet ne peut être performant que si l'aspect temps est aussi mis en valeur. Pour éviter les surcharges et la confusion sur des travaux, nous avons proposé un planning prévisionnel des travaux. Il a été réalisé grâce à l'application Gantt Project. Les activités sont structurées comme suit :



Les activités ainsi programmées seront exécutées en quatre mois sauf cas de forces majeures.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le présent projet offre à la population de Gao les installations d'alimentation en eau potable conçus à l'horizon 2026. Ce projet viendra améliorer les conditions de santé et d'assainissement de la population, l'accessibilité à l'eau potable, le gain de temps d'attente au point d'eau et les revenus économiques de la population.

La demande en eau à l'horizon 2026 est de 82 m³/j et les installations ainsi conçus comprennent :

- Un château d'eau de 30 m³ dont la hauteur sous radier est de 15,43 m ;
- Une station de pompage équipée des appareillages de mesure et de sécurité ainsi que des équipements de traitement (d'injection de chlore) ;
- Un réseau de distribution de près de 3 265 ml.

D'une valeur de **88 631 570F** CFA HT, ce projet compte 5 bornes fontaines, 40 branchements particuliers possibles, un couple électropompe, un groupe électrogène. Le délai prévisionnel des activités est de 4 mois.

Toutefois, pour pouvoir aller plus loin, nous recommandons ce qui suit :

- ◆ Aux promoteurs :
 - De faire des études supplémentaires notamment hydro-géophysique en vue de mieux quantifier la ressource en eau afin de mettre en place un système de gestion efficace,
 - De mener des études géotechniques pour connaître la portance du sol de fondation du château ;
 - De faire un aménagement hydro-agricole afin d'exploiter les ressources naturelles surtout en terres fertiles en vue de rendre autonome la population ;
 - D'appuyer l'équipe de gestion par des formations techniques et financières adéquates.
- ◆ A l'équipe de gestion de :
 - Veiller à la salubrité de points de desserte ;
 - Veiller à la continuité du service et à l'utilisation rationnelle de l'eau.
- ◆ Aux bénéficiaires :

De s'impliquer dans la gestion de ces infrastructures afin de garantir leur pérennisation et de s'acquitter de prix de l'eau afin de faire face aux recouvrements des coûts d'exploitation, d'entretien et de renouvellement.

BIBLIOGRAPHIE

Béga Urbain OUEDRAOGO, Ouvrages constitutifs de systèmes d'AEP : adductions-réservoirs-réseaux de distribution, Avril 2005, 111p.

CATALOGUE DELMAS, groupe électrogène CATERPILLAR, 16p

CATALOGUE DES CANALISATIONS

CATALOGUE DES GROUPE ELECTROGENES TECHNI-CONTACT 414p

CATALOGUE GRUNDFOS, pompes immergées moteurs immergés, 96p.

Denis ZOUNGRANA, Cours d'approvisionnement en eau potable, polycopié EIER, Novembre 2013, 143p.

MINISTERE, DE L'ENERGIE ET DE L'EAU DU MALI, Guide méthodologique des projets d'alimentation en eau potable en milieu rural, semi-urbain et urbain pour les collectivités territoriales, 185p.

OBJECTIFS DU MILLENAIRE POUR LE DEVELOPPEMENT, rapport 2015, 75p.

PROGRAMME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT, RAPPORT D'EVALUATION REGION DU CENTRE OUEST, JUIN 2013, 52p.

PROGRAMME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT A L'HORIZON 2015, Document de programme, Novembre 2006, 55p.

Royaume de DANEMARK, Etat des ressources en eau du Burkina Faso et de leur cadre de Gestion, Mai 2001, 252p.

Z. Henri Noël BOUDA, Textes et textes de loi sur la gestion des ressources naturelles au Burkina Faso, 160p.

ANNEXES

ANNEXES

- I. NOTE DE CALCULS
- II. REFERENCES DU GROUPE ELECTROPOMPE IMMERGE
- III. GROUPE ELECTROGENE ET REFERENCES
- IV. SCHEMAS DES NŒUDS
- V. PIECES GRAPHIQUES
- VI. VISITE DE TERRAIN EN IMAGE

I. NOTE DE CALCUL

6.1.1 Détermination de la capacité du réservoir

Simulation pendant 16h de pompage avec un débit de 5,10 m³/h

Temps (heure)	Débit d'adduction (m ³ /h)	Volume adduction cumulé VAC (m ³)	Volume horaire distribué (m ³)	Volume distribué cumulé VDC (m ³)	VAC - VDC (m ³)
0	0,00	0	0,0000	0,0000	0,0000
1	0,00	0	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,00	0	0,0000	0,0000	0,0000
3	0,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
4	5,35	5,353	0,0000	0,0000	5,3528
5	5,35	10,706	0,0000	0,0000	10,7056
6	5,35	16,058	8,4789	8,4789	7,5796
7	5,35	21,411	6,9373	15,4161	5,9952
8	5,35	26,764	6,6803	22,0964	4,6677
9	5,35	32,117	6,7660	28,8624	3,2545
10	5,35	37,470	5,3100	34,1724	3,2973
11	5,35	42,823	2,6550	36,8274	5,9952
12	0,00	42,823	3,8540	40,6814	2,1411
13	0,00	42,823	4,6248	45,3063	-2,4837
14	0,00	42,823	3,9397	49,2460	-6,4234
15	5,35	48,175	4,6248	53,8708	-5,6954
16	5,35	53,528	10,4487	64,3195	-10,7913
17	5,35	58,881	9,5923	73,9117	-15,0307
18	5,35	64,234	6,2521	80,1638	-15,9300
19	5,35	69,587	5,4813	85,6451	-16,0585
20	5,35	74,939	0,0000	85,6451	-10,7056
21	5,35	80,292	0,0000	85,6451	-5,3528
22	5,35	85,645	0,0000	85,6451	0,0000
23	0,00	85,645	0,0000	85,6451	0,0000

ESTIMATION DU DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES INSTALLATIONS

N°	DESIGNATION	Unité	Quantité	P. Unitaire (FCFA)	P. Total (FCFA)
I	INSTALLATION DE CHANTIER - FRAIS GENERAUX				
I.1	Installation et repli de chantier	FF	1	2 500 000	2 500 000
I.2	Etudes techniques d'exécution (plans d'exécution des ouvrages)	FF	1	1 000 000	1 000 000
I.3	Etablissement de plans de recollement des ouvrages exécutés	FF	1	500 000	500 000
	TOTAL I				4 000 000
II	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION				
II.1	Ouvrage de captage				
II.1.1	Exécution de forage diamètre minimal 6'	U	1	4 000 000	4 000 000
II.1.2	Développement des forages	FF	1	300 000	300 000
II.1.3	Pompage d'essai (par palier, longue durée)	FF	1	1 500 000	1 500 000
II.1.4	Analyse de l'eau (chimique et bactériologique)	FF	1	200 000	200 000
II.1.5	Construction de la tête de forage	FF	1	100 000	100 000
II.2	Conduite de refoulement				
II.2.1	Fourniture et pose des équipements aériens en tête de forage	ens	1	1 500 000	1 500 000
II.2.2	Fourniture et pose de conduite de refoulement DN 63 PN 10	ml	243	5 000	1 215 000
II.2.4	Raccordement à la colonne d'alimentation du réservoir (fourniture et pose)	FF	1	50 000	50 000
II.3	Station de pompage				
II.3.1	Aménagement de terrain, construction de l'abri et clôture grillagée	FF	1	700 000	700 000
II.3.2	Fourniture et installation de groupe électrogène de 6,8 à 10 kw	U	1	4 000 000	4 000 000
II.3.3	Fourniture et installation du couple motopompe immergée de 0,5 à 1 kw	U	1	1 500 000	1 500 000
II.3.6	Fourniture et pose de système de protection des installations	ens	1	500 000	500 000
	TOTAL II				15 565 000
III	CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DE CHÂTEAU D'EAU				
III.1	Aménagement de terrain, fourniture et pose de grillage de clôture	FF	1	550 000	550 000
III.2	Etudes géotechniques pour fondation du château d'eau	FF	1	500 000	500 000
III.7	Construction et montage de château de 30 m3, hauteur du radier 15,32m	U	1	30 000 000	30 000 000
III.10	Fourniture et pose de tuyaux et raccords de la colonne de distribution	FF	1	50 000	50 000
III.11	Fourniture et pose d'accessoires de by-pass et vidange	FF	1	100 000	100 000

III.12	Fourniture et pose d'un système de chloration (diffuseur, pastilles aux dérivés chlorés)	U	1	500 000	500 000
III.13	Fourniture et pose de matériel de comptage et divers	FF	1	60 000	60 000
	TOTAL III				31 760 000
IV	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION				
IV.1	Fourniture et pose de conduites y compris toutes sujétions				
IV.1.1	Conduite en PVC 63 ou 50 PN 10	ml	1923	3 000	5 769 000
IV.1.2	Conduite en PVC 90 ou 75 PN 10	ml	747	3 500	2 614 500
IV.1.3	Conduite en PVC 110 PN 10	ml	595	4 000	2 380 000
IV.1.5	Plus-value fouille en terrains indurés tous diamètres confondus	ml	50	5 500	275 000
IV.2.1	Bouchon DE 50	U	5	1 000	5 000
IV.2.6	Cône à emboîtement 110/63	U	1	7 500	7 500
IV.2.7	Cône à emboîtement 125/110	U	1	8 000	8 000
IV.2.8	Coude 1/4 ou 1/8 à emboîtement DE 63 ou 50	U	7	6 000	42 000
IV.2.9	Coude 1/4 ou 1/8 à emboîtement DE 90 ou 75	U	1	6 500	6 500
IV.2.16	Té réduit à emboîtement de 125/110/50	U	1	12 000	12 000
IV.2.17	Té réduit à emboîtement de 125/125/50	U	2	14 000	28 000
IV.2.18	Té réduit à emboîtement de 125/125/63	U	1	19 000	19 000
IV.4.10	Aménagement de vidange avec prise sur PVC 110	U	1	50 000	50 000
	TOTAL IV				11 216 500
V	OUVRAGES ANNEXES ET PRESTATIONS DIVERSES				
V.1	Construction du local d'exploitation (Bureau, magasin, mur de clôture ...)	FF	1	3 000 000	3 000 000
V.2	Branchement et construction de bornes fontaines sur réseau	U	5	1 000 000	5 000 000
V.3	Construction de regards pour nœuds du réseau	U	3	350 000	1 050 000
V.4	Fabrication et pose de bornes de signalisation	U	14	15 000	210 000
V.5	Fourniture et pose de bouches à clef pour robinets vannes	U	5	12 000	60 000
V.6	Fourniture de pièces de rechange pour l'entretien du réseau	FF	1	750 000	750 000
V.7	Fourniture de pièces de rechange pour l'entretien électromécanique	FF	1	1 000 000	1 000 000
V.8	Formation et suivi des responsables d'exploitation	FF	1	1 500 000	1 500 000
	TOTAL V				12 570 000
	TOTAL GENERAL HT-HD				75 111 500
	TVA 18%				13 520 070
	TOTAL GENERAL TTC				88 631 570

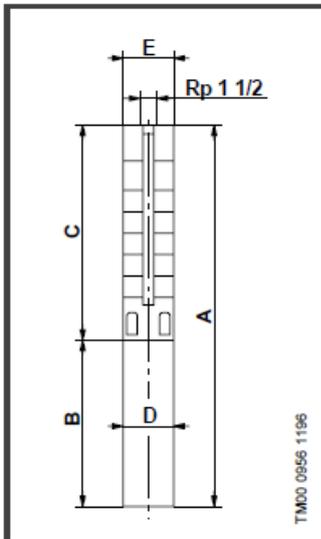
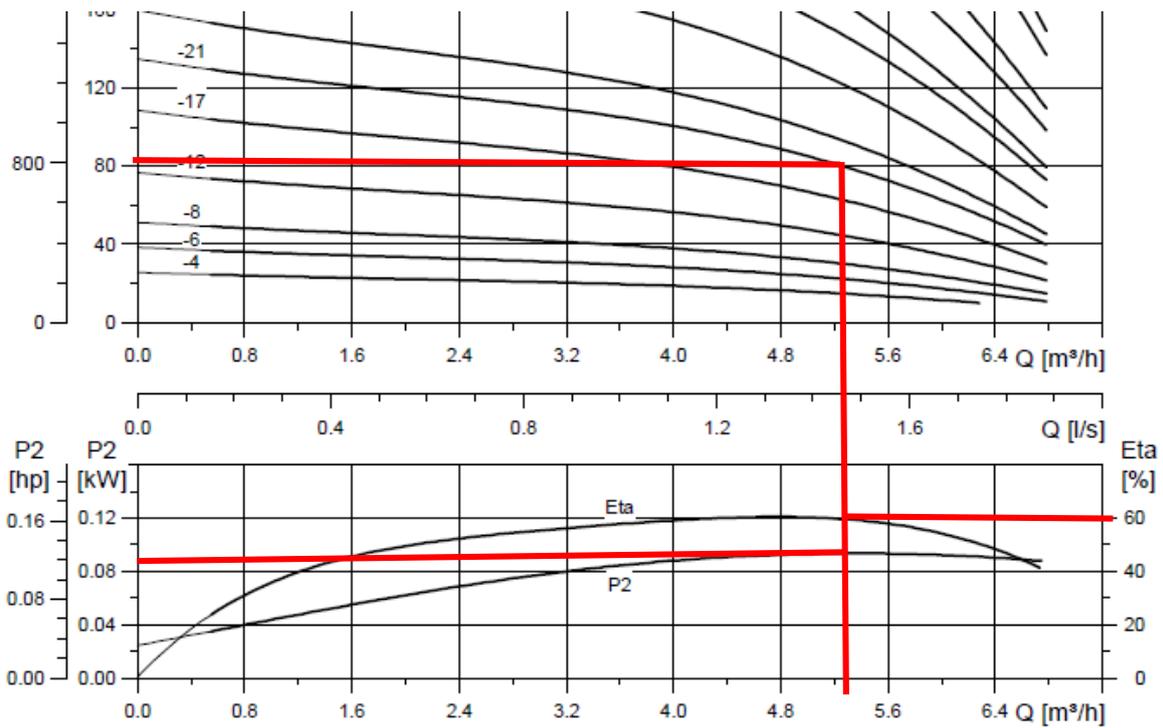
6.1.2 ETUDE ECONOMIQUE

◆ Détermination de la charge d'exploitation totale

C'est la somme des charges de chloration, des entretiens et de surveillance sans oublier les salaires et les charges sociales. Elles valent : **7 416 718 FCFA** pendant la première année de mise en service.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-haut (tableau 17).

II. REFERENCES DU GROUPE ELECTROPOMPE IMMERGE



Les SP 5A-75 et SP 5A-85 sont montées dans des chemises avec raccordement R1½

Type de pompe	Moteur		Dimensions [mm]						Poids Net [kg]		
	Type	Puissance [kW]	C	B		A		D	E	1x230V	3x230V 3x400V
				1x230V	3x230V 3x400V	1x230V	3x230V 3x400V				
SP 5A-4	MS 402	0,37	240	256	226	496	466	95	101	10	8
SP 5A-4N	MS 4000R	2,2	284	573		857		95	101	25	
SP 5A-4N	MS 4000R	0,75	284		398		682	95	101		17
SP 5A-6	MS 402	0,55	282	291	241	573	523	95	101	11	10
SP 5A-6N	MS 4000R	2,2	326	573		899		95	101	26	
SP 5A-6N	MS 4000R	0,75	326		398		724	95	101		18
SP 5A-8	MS 402	0,75	324	306	276	630	600	95	101	13	11
SP 5A-8N	MS 4000R	2,2	368	573		941		95	101	27	
SP 5A-8N	MS 4000R	0,75	368		398		766	95	101		19
SP 5A-12	MS 402	1,1	408	346	306	754	714	95	101	15	13
SP 5A-12N	MS 4000R	2,2	452	573		1025		95	101	28	
SP 5A-12N	MS 4000R	1,1	452		413		865	95	101		21
SP 5A-17	MS 402	1,5	513	346	346	859	859	95	101	17	16
SP 5A-17N	MS 4000R	2,2	557	573		1130		95	101	29	
SP 5A-17N	MS 4000R	1,5	557		413		970	95	101		22
SP 5A-21	MS 4000	2,2	597	573		1170		95	101	27	
SP 5A-21	MS 402	2,2	597		346		943	95	101		18

III. GROUPE ELECTROGENE ET REFERENCES



Groupe électrogène

Contactez notre expert

Demande de devis au
01 78 28 12 59



Groupe électrogène essence 11 Litres

Puissance maxi (Kw) : 4,6 - 6,4

Code produit : 1540062



[Voir ce produit sur notre site](#)



Sur devis

Groupe électrogène à démarrage manuel avec sécurité niveau d'huile et protection thermique.

Caractéristiques :

- Moteur Essence : HONDA GX 270 ou GX 390
- Puissance maxi (Kw) : 4,6 - 6,4
- Puissance maxi (kVA) : 5,1 - 7,2
- Cylindrée totale (cm³) : 270 - 389
- Réservoir (L) : 11
- Autonomie (H) : 5,1 - 6,7
- Niveau sonore à 7 m (dB(A)) : 71 - 72
- Prises : 1 x 230 V 16 A + 1 x 230 V 32 A 50 Hz + disjoncteur.
- Dimensions (mm) : 729 x 500 x 536
- Poids (kg) : 61 - 73

En option :

- Piquet de terre.
- Kit brouette standard.
- Kit brouette avec poignées rabattables.
- Housse de protection.

Techni-Contact
253 rue Gallieni
92774 - Boulogne Billancourt
Tél : 01 88 60 29 29
Fax : 01 83 62 36 12



PIECES GRAPHIQUES

VISITE DE TERRAIN EN IMAGES



PMH récemment réhabilités



Quelques édifices publics



Quelques pompes en panne



Quelques usagers de l'eau