



THEME :

OPTIMISATION D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE: CAS DE LA VILLE DE
LARAMANAYE(TCHAD)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : INFRASTRUCTURE ET RESEAU HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 13/07/2015

Par : AHMAT ALI Abdoulaye

Travaux dirigés par :

Bèga OUEDRAOGO

Enseignant 2ie : gestion et

Valorisation de l'eau et de l'assainissement a 2ie

ABDEL-HAKIM MUSTAPHA

Directeur technique de la société

Tchadienne d'Hydraulique (STH)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr .BIAOU Angelbert

Membres et correcteurs :

Mr .Bèga OUEDRAOGO

Mr. Moussa OUEDRAOGO

Promotion 2014/2015

DEDICACE

Je dédie ce mémoire a :

- Mon père ALI ABDOULAYE ALI ;
- Ma mère MARIAM ABDOULAYE.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier particulièrement notre encadreur Monsieur Bèga OUEDRAOGO, et Monsieur ABDEL-HAKIM Mustapha pour avoir accepté de nous suivre dans ce travail, pour leurs disponibilités et leurs conseils avisés qui nous ont été d'un apport très précieux qu'il en soit honorablement gratifié.

Au corps enseignants du 2IE, pour leurs disponibilités et encadrement.

De tous les collègues de la Promotion.

A la fin de cette œuvre, nous tenons à signifier toute notre gratitude à toutes les personnes qui de près ou de loin ont contribué à la réussite de notre formation.

RESUME

La ville de Laramanaye, une des cinq sous-préfectures du département de mont de lam dans la région du Logone oriental (Tchad), est située dans une zone de socle, regorgeant d'importantes réserves d'eau souterraine. Malgré ces réserves d'eau, la population est confrontée à un sérieux problème d'accès à l'eau potable.

Cette situation s'explique par le manque d'un système d'alimentation en eau potable et des infrastructures hydrauliques modernes adéquates pour exploiter les eaux souterraines.

Ainsi le Ministère de l'Hydraulique Urbaine et Rurale (MHUR) qui traduit la politique du gouvernement en matière d'accès à l'eau potable, envisage une grande campagne de réalisation des forages hydrauliques, et des systèmes d'alimentation en eau potable (AEP) dans les centres ruraux.

Dans cette dynamique de réalisation des systèmes d'AEP dans les centres ruraux, la ville de Laramanaye a bénéficié de la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable.

Le présent mémoire de fin d'étude a pour objectif de mettre en place un système d'alimentation en eau potable dans cette ville.

Afin de bien mener cette mission, après la présentation du projet et la présentation de la zone d'étude on a eu à faire une évaluation de la population à l'horizon du projet qui est estimé à 11104 habitants avec une consommation journalière de 442 m³/jr.

Pour notre projet, le mode de distribution est gravitaire avec un réseau mixte de 5815m de longueur .La capacité de notre réservoir est de 421,2 m³ alimenté par 4 forages qui refoulent l'eau par 4 pompes des différentes caractéristiques. Le fonctionnement de ses pompes immergées qui refoules l'eau jusqu'au réservoir, est assuré par un groupe électrogène de 40 KVA.

Le coût du projet s'élève à une somme de 238 052 070 FCFA, avec un prix de 386,73 FCFA le mètre cube de l'eau.

Mots clés : Mise en place d'un système d'AEP, ville de Laramanaye.

ABSTRACT

City Laramanaye, one of twenty-two (22) regions of the Republic of Chad, is located in a basement area, full of important groundwater reserves. Despite these water reserves, the population is facing a serious problem of access to drinking water. This situation is explained by the lack of a power supply system for drinking water and modern water infrastructure adequate to exploit groundwater. And the Ministry of Water Resources Urban and Rural (MHUR) which reflects the government's policy on access to drinking water, plans a major campaign to achieve hydraulic drilling rural and supply system drinking water (EPA) in rural centers. In this dynamic implementation of water supply systems in rural centers, the city has benefited Laramanaye the establishment of a system for supplying drinking water. Establish a water supply system in the city herein end of study aims. To properly carry out this mission, bitter presentation of the project and the presentation of the study area we had to make an assessment of the population on the horizon of the project is estimated at 11,104 inhabitants, with a daily consumption of 441 04 m³ / day. For our project, we have a gravity feed mode with a mixed network of 5815m in length. We had to size a tank 421.2 m³ by both methods (Table forfaitaire.et) powered by 4 wells that repress the water pumps with 4 different characteristics. The operation of its pumps for the water pumped to the reservoir is provided by a generator 40 kva. The total cost of this project amounted to a total of 238,052,070 FCFA, with a cost of CFAF 386.73 per cubic meter of water.

Keywords: Implementation of an ASP system, city Laramanaye.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:Etat des lieux des forages	9
Tableau 2:Evaluation de la population de Laramanaye de 2009 à 2030.....	10
Tableau 3: Norme d'équipement	11
Tableau 4: Coefficient de pointe	14
Tableau 5: Récapitulatif des besoins en eau à l'horizon du projet	16
Tableau 6: Comparaison des différents types de réseaux	19
Tableau 7: Maille 1	23
Tableau 8: Maille 2	23
Tableau 9: Maille 3	24
Tableau 10: Maille 4	24
Tableau 11: Calcul des conduites dans les ramifications	25
Tableau 12: La repartition journalière de la consommation	28
Tableau 13: Estimation du volume utile du réservoir	28
Tableau 14: Récapitulatif des différents diamètres	30
Tableau 15: Récapitulatif des pertes des charges	33
Tableau 16: Hauteur nanométrique totale des pompes	33
Tableau 17: Suppression et dépression des conduites de refoulement	36
Tableau 18: Bilan des puissances	39
Tableau 19: Volume d'eau vendu	44
Tableau 20: Consommation d'énergie	45
Tableau 21: Durée de vie théorique des équipements.....	47
Tableau 22: Amortissement des installations.....	47

LISTE DES ABBREVIATIONS

AEP :	Approvisionnement en Eau Potable
AUE :	Association des usagers de l'eau
BF :	Borne Fontaine
BP :	Branchement Privé
CCTP :	Cahier des Clauses Techniques et Particulières
DREMT	Direction des Ressources en Eau et de la Météorologie du Tchad
FIT :	Front Inter Tropical
Hgéo :	Hauteur Géométrique
HMT :	Hauteur Manométrique totale
MHUR :	Ministère de l'Hydraulique Urbaine et Rurale
ND :	Niveau Dynamique
OMS :	Organisation Mondiale de la Santé
OMD :	Objectif du Millénaire pour le Développement
PBF :	Population des Bornes Fontaines
PBP :	Population des Branchements Privés
PCD-AEPA :	Plan Communal de Développement de l'Approvisionnement en Eau Potable et d'Assainissement
PEHD :	Polyéthylène Haute Densité
PEM :	Point d'Eau Moderne
PMA :	Pression Maximale Admissible
PMH :	Pompe à Motricité Humaine
PN :	Pression Nominale
PN-AEPA :	Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et d'Assainissement
PNGT :	Programme National de Gestion des Terroirs

PRASAC : Pôle régional de recherche appliquée au développement des savanes d'Afrique centrale

PVC : Polychlorure de vinyle

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

SDEA : Schémas Directeur de l'Eau et de l'Assainissement

SNE : Société Nationale de l'Electricité

STE : Société Tchadienne d'Eau

STH: Société Tchadienne d'Hydraulique

SOMMAIRE

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	v
LISTE DES ABBREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	viii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
II METHODOLOGIE DE TRAVAIL	2
III PRESENTATION DU PROJET	4
III .1 Contexte du projet	4
III. 2 Intérêt de l'étude.....	4
III. 3 Objectif général du projet.....	4
III .4 Objectif spécifique	4
III. 5 Problématique	5
IV PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	6
1- Situation géographique	6
2- Etude topographique	6
3 - Situation socio-économique	7
4 - Hydrographie et pluviométrie	7
5 - Le climat	7
6 - Géologie.....	7
7 - Etude démographique	8
V APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE	9
1 - Diagnostic de la situation actuelle.....	9
a Ouvrages hydrauliques	9
2 - Evaluation de la demande en eau	9

a- Estimation de la population.....	10
b - Les paramètres de l'évaluation des besoins en eau.....	11
c - Choix de consommation spécifique.....	11
3 - Choix des coefficients des pointes.....	12
3-1 Coefficient de pointe saisonnier.....	12
3-2 Coefficient de pointe journalier.....	13
3-3 Coefficient de pointe horaire.....	13
4 - Besoins annexes.....	14
5 - Besoins pastoraux.....	14
6 - Pertes d'eau dans le réseau.....	14
7- Taux de desserte.....	15
8 - Besoin en eau.....	16
9 - Choix de la ressource.....	17
10 - Proposition d'un système techniquement viable.....	17
a - Analyse de l'eau.....	17
b - Traitement de l'eau.....	17
c - Le système de captage.....	18
d - Le stockage.....	18
e - Le mode de distribution.....	18
f - Structure du réseau.....	18
g - Tracé du réseau.....	20
11 - Dimensionnement du réseau de distribution.....	20
a - Calculs des débits.....	20
b - Calculs des diamètres.....	21
c - Calculs des pertes des charges.....	21
d - Calculs des mailles.....	22
e - Calcul des pressions aux nœuds et calage de la cote du réservoir.....	26
12 - Dimensionnement du réservoir.....	26
a- Le choix du site.....	26
13 - Détermination du volume de réservoir.....	27
a- La méthode forfaitaire.....	27
b - La méthode de tableau.....	27
c - Vérification du temps de séjour.....	29
14 - Dimensionnement de la bâche.....	29

15 - Dimensionnement des conduites de refoulement.....	30
16- Détermination des caractéristiques des groupes électropompes	32
a - Hauteur manométrique	32
b - Puissance de la pompe	33
17 - Vérification des conduites du coup de bélier	35
18 - Processus de traitement	36
19 - Gestion du système d'adduction d'eau potable.....	37
a - Evaluation de l'expérience en matière de gestion des acteurs puis la proposition d'un mode de gestion appropriée pour le système	37
b - Proposition d'un mode de gestion approprié pour le système d'AEPA de Laramanaye	37
20 - La source d'énergie	38
a - Dimensionnement du groupe électrogène	39
b - Détermination de la puissance apparente	39
21 - Evaluation des coûts de l'AEP.....	40
22 - Détermination du prix de l'eau	43
a - Quantité d'eau vendue.....	44
b - Détermination des charges d'exploitation.....	45
VI CONCLUSION	48
BIBLIOGRAPHIE	49
ANNEXES	50
Annexe 1 : Schéma du réseau.....	51
Annexe 2 : poteau incendie sur le tronçon AB.....	52
Annexe 3 : Schéma de pompage	52
Annexe 4 : Station de relevage.....	52
Annexe 5 : Profil en long 1	54
Annexe 6 : Profil en long 2	54
Annexe 7 : Profil en long 3	55
Annexe 8 : Caractéristiques du groupe électrogène	56
Annexe 9 : Schéma des nœuds	57
Annexe 10:les courbes de performances	64

INTRODUCTION GENERALE

L'eau constitue une denrée essentielle dans la vie de tout individu. Donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doit être une des premières préoccupations de toute agglomération.

Le Tchad est un pays sahélo-saharien. Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2009, la population est estimée à 11 274 106 habitants dont 78,3% vivent en milieu rural et 21,7% en milieu urbain. La population est inégalement répartie sur l'étendue du territoire dont la superficie est de 1 284 000 Km². Plusieurs centres urbains ont bénéficiés ces dernières années d'investissements importants notamment en matière d'eau potable et à travers la réalisation des infrastructures hydrauliques dans le cadre des projets financés par l'état tchadien.

Le ministère en charge de l'hydraulique urbaine et rurale a commencé une grande campagne dans le sud du Tchad pour la réalisation de système d'AEP dans les centres ruraux de plus de 1200 habitants. C'est ainsi que la commune de Laramanaye a bénéficié de ce campagne et exige la mise en place d'un système d'AEP.

De cet aspect nous avons retenu le présent thème énoncé sur << **L'optimisation d'un système d'alimentation en eau potable dans la ville de Laramanaye au Tchad**>>

Ce mémoire qui est le sacre de notre travail fait dans un premier temps la présentation de la région concernée en passant par un aperçu des aspects géographiques et des potentiels hydrographiques. En plus de l'étude, on a fait un état de lieux avant de proposer sommairement le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable.

II METHODOLOGIE DE TRAVAIL

La méthode utilisée pour mener à bien ce travail, comporte trois (3) phases essentielles qui sont :

- Une phase de revue et d'analyse documentaire ;
- Une phase d'enquête sur le terrain pour la collecte de données complémentaires ;
- Une phase d'élaboration du rapport d'étude sur la base de l'analyse des informations collectées ;

▪ La recherche documentaire :

Elle est de deux types : une revue des connaissances bibliographiques relatives à Laramanaye, et la collecte des données relatives à l'adduction d'eau potable. Le regard porte également sur les différentes études effectuées au Tchad par des projets et, celles qui ont traité les problèmes à l'alimentation en eau de centres socioéconomiques semblables à Laramanaye.

La recherche documentaire a également fait l'objet de la consultation de certains sites sur Internet où nous avons pu collecter quelques des informations relatives au thème d'étude.

▪ Sorties terrain et collecte des données complémentaires :

- Ces visites sur le terrain ont été effectuées comme suit:
- Entretien avec les responsables et personnels de l'eau dans les ministères en charge;
- Entretien avec les chefs des projets en charge de l'eau et quelques responsables du bureau;

visite des sites et des technologies identifiées et échange avec les acteurs de terrain concernés.

▪ Le Travail de bureau:

L'objet de cette phase est de faire l'analyse et la synthèse des informations de la recherche documentaire et enquête sur le terrain, le tri des informations obtenues de la recherche documentaire et la rédaction du rapport;

Pour mener à bien ce projet et pour une bonne optimisation des ouvrages hydrauliques, il est évident pour nous de faire :

- Un diagnostic de la situation actuelle ;
- Une évaluation des besoins en eau à l'horizon 2030 ;
- Une identification de la ressource en eau pouvant couvrir la demande ;
-

- Un dimensionnement des différents ouvrages, équipements et réseaux hydrauliques constituant le système ;
- Et évaluer le coût global du projet.

III PRESENTATION DU PROJET

III.1 Contexte du projet

Dans le cadre du plan communal de développement de l'approvisionnement en eau potable il est prévu l'étude puis la réalisation d'un système d'AEP pour la commune de Laramanaye dans le département de MONT DE LAM au sud du TCHAD. Ainsi l'objectif global est l'amélioration des conditions d'alimentation en eau potable des populations, ce qui conduirait nécessairement à l'amélioration des situations sanitaires et hygiéniques de la population.

III.2 Intérêt de l'étude

Cette étude entre dans le cadre du PN-AEPS élaboré par le Gouvernement du TCHAD qui consiste à réduire à moitié les personnes n'ayant pas accès à l'eau potable d'ici 2020.

III.3 Objectif général du projet

L'objectif du projet est l'amélioration des conditions des vies des populations au travers d'un projet d'AEP.

Cette étude de faisabilité technique a pour objectif d'optimiser le dimensionnement du système d'AEP de la commune de Laramanaye afin d'assurer une alimentation en eau potable de qualité et en quantité suffisante à l'horizon 2030.

Ce projet permettra aussi de réduire la pauvreté en milieu rural en rendant l'eau accessible à toute la population à un prix acceptable.

III.4 Objectif spécifique

L'objectif spécifique est de faire l'étude d'avant-projet sommaire (APS) des travaux et de rédiger un rapport incluant l'ensemble des caractéristiques techniques des ouvrages et des équipements de même qu'une estimation financière du coût de réalisation des travaux.

En plus ce projet vise l'amélioration des conditions des vies de la population en eau potable ce qui conduirait aussi à l'amélioration des situations sanitaires des populations.

III. 5 Problématique

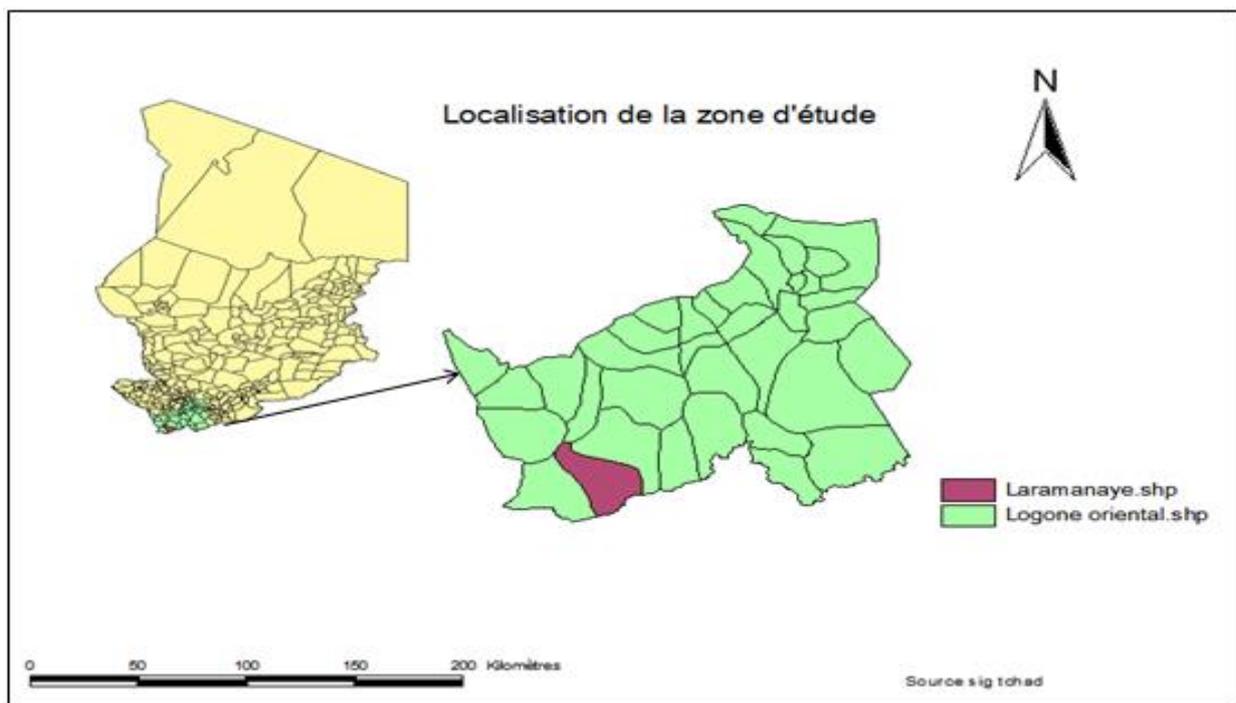
Les données d'exploitations des AEPS existants, montrent généralement qu'ils ont été surdimensionnés : les consommations journalières relevées sont généralement en-dessous de celles utilisées pour les études. Les systèmes classiques qu'on a l'habitude d'utiliser pour évaluer les demandes en eau dans les projets d'AEPS ont tendance à les surestimer donc à surdimensionnés les ouvrages, les équipements et réseaux hydrauliques d'où ce surdimensionnement va engendrer une hausse du cout d'investissement du projet mais aussi du prix de revient du mètre cube de l'eau.

Lors des projets d'AEP nous avons l'habitude d'utiliser des différentes méthodes pour déterminer la consommation spécifique ainsi nous allons faire une analyse de ces méthodes afin de choisir celle qui nous permettra d'optimiser le dimensionnement du réseau.

IV PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1- Situation géographique

Située au sud du Tchad dans la région du Logone oriental, Laramanaye est l'une de cinq sous-préfectures du département de Mont de lam. Situé à l'extrême sud-ouest du Tchad à 70 km de Moundou et à 80 km de la frontière centrafricaine. On peut la repérer par les coordonnées (E 15°42'24,48'')et(8°01'53,76'').



2- Etude topographique

La topographie du terrain joue un rôle très important dans les écoulements gravitaires et impose le plus souvent le tracé du réseau qui doit suivre le terrain naturel. En plus pour les écoulements sous pression, la topographie est déterminante en ce sens elle permet d'avoir une idée sur l'emplacement de notre réservoir en fonction de la charge requise. Cependant en terrain plat on utilise parfois des stations de relevage dans le réseau pour palier le phénomène d'approfondissement éventuel des canalisations. Le relief, le sens d'écoulement sont aussi des éléments topographiques et morphologiques nécessaires à l'analyse hydrologique des bassins versants.

3 - Situation socio-économique

Les principales activités de Laramanaye sont l'agriculture et l'élevage. Le commerce y est développé mais surtout dans le chef-lieu du département précisément à BAIBOKOUM.

4 - Hydrographie et pluviométrie

Laramanaye se trouve dans la région du Logone oriental. Ce dernier fait parti du bassin endoréique du lac Tchad, l'élément hydrographique le plus important est le fleuve Chari et plusieurs autres cours d'eau comme le Bahr Azoum et le Bahr Koh. Dans notre zone d'étude, il existe des mares inondées pendant l'hivernage, mais le réseau hydrographique actuel n'a pas un écoulement permanent. En dehors de la saison de crue, les mares sont asséchées à l'exception des mares inondées au moment des fortes pluies. (**sources/DREMT**)

La ville de Laramanaye se trouve dans la zone soudanienne du Tchad c'est une zone intermédiaire la pluviométrie moyenne est de 800 à 1300 mm par an. la saison de pluie s'étend de 5 à 7 mois. (**Sources /PRASAC 2004**)

5 - Le climat

Le climat de Laramanaye dont le chef-lieu Baibokoum dans la région du Logone oriental, est de type soudanien. Le régime pluviométrique fait alterner deux saisons : une saison sèche et une saison humide.

En saison sèche, l'air continentale est sujet à des fortes variations diurnes. la température monte jusqu'au milieu de l'après-midi puis baisse fortement la nuit. Par contre l'air humide de la saison de pluie ne donne lieu à ce variations diurnes la température reste constante et ne dépasse pas la moyenne (27°). mais la forte hygrométrie qui règne rend ce régime plus difficile à supporter que celui de la saison sèche. (**Source/DREMT**)

6 - Géologie

Selon la carte géomorphologique du Tchad la commune de Laramanaye est située en majeure partie dans les formations des socles antécambriens (socles granitiques). Les sols qui constituent cette zone sont majoritairement constitués des sols ferrugineux et de lithosols

correspondant aux buttes cuirassées des piedmonts de la dorsale centrafricaine. (**Source : PRASAC 2004**)

7 - Etude démographique

Selon le recensement général de la population et de l'habitat (**RGPH2 de 2009**), Laramanaye comptait 5392 habitants dont 42% des femmes avec un taux d'accroissement de 3,5%.on peut évaluer la population actuelle à l'aide de la formule suivante : $P_{2014} = P_{2009}(1+\alpha)^n$ avec $\alpha=3,5\%$ le taux de croissance et n , le nombre d'année entre l'année de référence et l'année où l'on veut évaluer la population dont ($n = 2014 - 2009 = 5$ ans).cela nous donne une population de 11104 habitants, en supposant une croissance linéaire.

V APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

1 - Diagnostic de la situation actuelle

a Ouvrages hydrauliques

Les différents ouvrages rencontrés à Laramanaye sont :

- 12 puits
- 4 forages

L'eau de boisson est fournie dans la ville par les puits et les forages. Les forages représentent un réel espoir car ils permettent d'avoir de l'eau pure et limpide en toute période.

Les caractéristiques des ouvrages rencontrés à Laramanaye sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1:Etat des lieux des forages

Ouvrages	Profondeur total (m)	Niveau statique(m)	Niveau dynamique (m)	Débit d'exploitation (m ³ /h)	Observation
Forage1	49,14	6,7	24,62	4,41	positif
Forage2	50.43	2,6	25,60	6,14	positif
Forage3	50	3,26	31,40	5,31	positif
Forage4	53	5,24	26,60	11,25	positif

(Source : base des données STH)

2 - Evaluation de la demande en eau

La demande en eau de la population de Laramanaye est influencée par les conditions socio-économiques des usagers.

Nous adopterons deux types de distribution dans la commune : à partir des bornes fontaines et des branchements privés et ensuite nous estimerons les besoins annexes de la commune, en tenant compte des infrastructures socio-économiques (hôpitaux, écoles, marchés, lycées etc...)

a- Estimation de la population

La population de la commune de Laramanaye était de 5392 habitants selon le RGPH2 de 2009 avec un taux d'accroissement de 3,5%. La projection de la population en 2030 est obtenue par la formule suivante :

- $P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$
- Avec :
- P_n = Population après n années
- P_0 = Population à l'année de référence
- n = nombre d'année qui sépare l'année P_n de l'année P_0
- α = Taux d'accroissement de la population = 3,5%

Tableau 2: Evaluation de la population de Laramanaye de 2009 à 2030

Année	2009	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021
Population	5392	6404	6628	6860	7100	7349	7606	7872	8148
Année	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
Population	8433	8728	9033	9350	9677	10016	10366	10729	11104

b - Les paramètres de l'évaluation des besoins en eau

Tableau 3: Norme d'équipement

Paramètres	Normes		
	Villages	Chef-lieu de commune rurale ou village d'au moins 3500 habitants	Chef-lieu de commune urbaine
Qualité	Directive OMS	Directive OMS	Directive OMS
Consommation spécifique en eau	20 l/j/habitant	20 l/j/habitant	BF : 20 l/j/habitant BP: 40 à 60 l/j/habitant
Distance	1 PEM à moins de 1000 m du centre du groupement d'habitant	1 BF et 1 PDC à moins de 500 m des groupements d'habitat	1 BF et 1 PDC à moins de 500 m des groupements d'habitat
Accessibilité	1 PEM/ tranche de 300 habitants 1 PEM/ village de moins de 300 habitants	1 BF/500 habitant 1 PDC/100 habitant 1 BP/ 10 habitants	1 BF/ 1000 habitants 1 PDC /100 habitants 1 BP/10 habitants

(Source : SDEA TCHAD)

c - Choix de consommation spécifique

En raison des faibles revenus de la population, la consommation journalière ne dépasse guère le 20l/jr/hab. Une conclusion de l'inventaire national issue des divers milieux ruraux montre que la norme surestime les besoins des populations dans la plupart des centres ruraux et l'on se situe entre 10 et 15 l/jr/hab. Néanmoins, il est évident que plus l'eau est abondante, plus la consommation augmente alors on peut dire que l'amélioration des conditions d'accès à l'eau augmente les besoins existants et en crée de nouveau. D'après les enquêtes effectuées sur le terrain on a obtenu :

- 70% de la population consomme 14 à 15 litres par jour ;
- 20% de la population consomme 16 à 18 litres par jour ;
- 10% de la population consomme 20 à 25 litres par jour

Alors cela prouve que la norme imposée par l'OMS est raisonnable. Alors nous adoptons les valeurs suivantes :

- 20 l/hab/jr au niveau des bornes fontaines
- 40 l/hab/jr au niveau des bornes privées

La commune de Laramanaye ne dispose pas d'un réseau d'AEP donc la population s'alimente actuellement par les puits. Compte tenu de la situation socio-économique de la population et avec la politique des promotions sur les prix des branchements privés de la STE en collaboration avec l'Union Européenne, c'est-à-dire ; faciliter l'acquisition des branchements privés a plusieurs bourses, nous prévoyons à l'horizon du projet que 30% de la population utiliserons les branchements privés et 70% les bornes fontaines. La répartition par type de branchement est la suivante :

- Population des branchements privés : PBF = 11104 x 0,3 = 3331
- Population des bornes fontaines : PBF = 11104 x 0,7 = 7773

3 - Choix des coefficients des pointes

3-1 Coefficient de pointe saisonnier

Les variations saisonnières ont une influence sur la demande globale et les dimensions du système. Elles permettent d'évaluer les besoins de régulation des ressources en eau (barrage, nappe souterraine). le coefficient de pointe saisonnier Cps, est le rapport de la consommation journalière moyenne de la période de pointe et de la consommation journalière moyenne calculée sur l'année.

$$Cps = \frac{D_{jmp}}{D_{jm}}$$

Djmp = Demande journalière moyenne du mois de pointe

Djm = Demande journalière moyenne (sur l'année)

Le coefficient de pointe saisonnier est influencé par la période de chaleur, les flux saisonniers des personnes (tourisme par exemple), l'arrivée temporaire des consommateurs des ressources alternatives du fait de la détérioration de leurs qualités ou de leurs tarissements. Il varie en situation normale entre 1,1 en zone tropicale humide où les ressources en eau sont abondantes et les températures stables, et 1.2 en zone sahélienne où le tarissement cyclique des ressources alternatives se conjugue avec les fortes chaleurs. Notre zone d'étude ayant un climat de type tropical nous prendrons un coefficient saisonnier de 1,1.

3-2 Coefficient de pointe journalier

Le coefficient de pointe journalier exprime le retour de façon cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine ; Les pointes des consommations se situent aux jours des grandes lessives et des repos hebdomadaires. Le coefficient de pointe journalier est indépendant de la saison. Il varie entre 1.05 et 1.15.

$$C_{pj} = \frac{D_{pj}}{D_{jmp}}$$

Djp = Demande du jour de pointe (m³/j)

Djmp = Demande journalière moyenne du mois de pointe (m³/j)

3-3 Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire rend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il exprime donc les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il est indépendant de la saison. Il n'y a aucune influence sur la quantité d'eau à mobiliser. Il est d'autant plus atténué que la ville a des activités diversifiées. Le coefficient de pointe horaire

est estimé par des études statistiques sur divers systèmes similaires ou par le biais des formules empiriques.

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mh}}}$$

Suivant l'expérience Le coefficient de pointe horaire (C_{ph}) varie de 2 à 2,5 pour les localités de plus de 10 000 habitants.

Tableau 4: Coefficient de pointe

taille de localité (habitant)	< 10000	10000 à 50000	50000 à 200000	> 200000
Cph	2,5 à 3	2 à 2,5	1,5 à 2	1,5

(Source : cours AEP 2003 Denis Zoungrana)

Pour l'étude de notre projet nous prendrons un coefficient de pointe de 2,5 car nous sommes au-delà de 10000 habitants.

4 - Besoins annexes

Les besoins annexes de la population concernent les services publics de l'état (centre de santé, école, marche etc...) donc il sera retenu à 10% du besoin domestique journalier.

5 - Besoins pastoraux

Pour dimensionner un réseau d'alimentation d'eau potable en milieu rural il est important de tenir compte du besoin des bétails. Mais dans le cas de ce projet, la consommation d'eau pour cheptel se fera au point d'eau alternatif.

6 - Pertes d'eau dans le réseau

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à des différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, le réservoir, le réseau d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc...

Les centres secondaires exploités généralement par la STE ont généralement des rendements de l'ordre de 90%. Les statistiques montrent que les centres des plus petites tailles équipées de système d'adduction (AEP), les rendements sont généralement plus élevés (95%). (**Source : SDEA**)

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- a- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau.
- b- De l'âge et l'état du réseau.

En considérant la taille de la commune de Laramanaye de son enclavement en saison pluvieuse et du temps d'intervention sur notre réseau généralement long en cas de fuite, on prendra un rendement de 90%.

Nous utiliserons un coefficient de perte de 1,1.

7- Taux de desserte

Les normes mises en place par le SDEA, les taux de desserte en milieu rural sont de : 40% en 2006 et 80% en 2015. pour notre étude on garde le mêmes taux 40% et 80% pour les échéances 2014 – 2030.

8 - Besoin en eau

Tableau 5: Récapitulatif des besoins en eau à l'horizon du projet

ANNEE	FORMULE	2030
POPULATION	PT	11104
POPULATION DES BORNES FONTAINES	$PBF=PT \times 70\%$	7772.8
POPULATION DES BRANCHEMENTS PRIVÉS	$PBP=PT \times 30\%$	3331.2
TAUX DE DESSERTE (%)		0.80
CONSO SPECIFIQUE BF		20.00
CONSO SPECIFIQUE BP		40.00
DEMANDE JOURNALIERE MOYENNE EN EAU POTABLE DES BF M ³ /J	$DJM(BF)= PBF \times 20 \times 1,15$	178.77
DEMANDE JOURNALIERE MOYENNE EN EAU POTABLE DES BP M ³ /J	$DJM(BP)=PBP \times 40 \times 1,15$	153.24
DEMANDE JOURNALIERE MOYENNE GLOBALE EN EAU POTABLE M ³ /J	$DJM= DJM(BF) + DJM(BP)$	332.00
DEMANDE DU JOUR DE POINTE DES BF	$DJP(BF) \times CPS \times CPJ$	216.31
DEMANDE DU JOUR DE POINTE DES BP	$DJP(BP) \times CPS \times CPJ$	185.42
DEMANDE EN EAU DU JR DE POINTE M ³ /J	$DJP= DJP(BF) + DJP(BP)$	401.73
PRODUCTION JOURNALIERE DU JR DE POINTE M ³ /J	$PJM=DJP \times C.PERTE$	441.90
DEBIT MOYEN HORAIRE DE PRODUCTION DU JOUR DE POINTE M ³ /H	$QMH= PJM/24$	18.41
COEF DE POINTE HORAIRE		2.5
DEBIT DE POINTE HORAIRE DES BF M ³ /H	$QTOT(BF) =0,7 \times QMH \times CPH$	32.31
L/S		8.84
NOMBRE DE BORNE FONTAINE	$NBF= PBF/500$	15.54
DEBIT DE DISTRIBUTION PAR BORNE FONTAINE L/S	$Q(BF)=QTOT/NBF$	2.01
DEBIT DE DISTRIBUTION BP M ³ /H	$QTOT(BP) =0,3 \times QMH \times CPH$	13.80
DEBIT DE POINTE DU RESEAU M ³ /H	$QHP=QMH \times CPH$	46.02
L/S		12.78
DÉBIT FORAGE M ³ /H		27.11
NOMBRE D'HEURE DE POMPAGE PAR JOUR (HEURE)		16.30
VOLUME D'EAU FOURNI PAR LE FORAGE M ³ /J		441.90
NOMBRE DE FORAGE		4.00

9 - Choix de la ressource

A l'horizon du projet (2030), les besoins à satisfaire sont ceux du jour de pointe qui s'élève à 441,90 m³/j .Alors il nous faut une ressource pouvant couvrir cette demande. Pour cela la société tchadienne d'hydraulique (STH) a effectuée 4 forages qui ont un débit 27,11 m³/h. Vu que les forages peuvent satisfaire cette demande, nous n'avons donc pas besoin de nous tourner vers d'autres ressources. La commune dispose des mares dont l'utilisation de cette eau nécessite des lourds investissements dans le processus de traitement. Nous choisirons donc la ressource en eau souterraine de Laramanaye en raison de sa pérennité et de sa qualité qui se rapproche de celle des eaux de consommation et qui nécessite une simple chloration.

10 - Proposition d'un système techniquement viable

a - Analyse de l'eau

Après la réalisation des forages des analyses physico-chimiques et bactériologiques des eaux doivent être faites. Certaines mesures comme la conductivité, le PH, la température et la turbidité seront opérés sur place et d'autres mesures ou dosages dans un laboratoire agréé (magnésium, calcium, chlorure, nitrate, sulfate, manganèse etc...).

Du point de vue bactériologique les eaux souterraines sont naturellement potables et sont bien exclues de toute contamination extérieure.

b - Traitement de l'eau

La qualité naturelle des eaux souterraines ne nécessite pas généralement de traitement particulier. Le traitement est beaucoup plus simple et se réduit, la plupart de temps, à une chloration. Ce traitement est alors nécessaire pour rendre l'eau moins vulnérable à une possible contamination. Ainsi il est utile d'utiliser les pastilles de chlore pour maintenir cette eau potable pendant tout le processus de stockage et de transport jusqu'au consommateur. Ce choix se justifie pour le mode d'utilisation simple, un faible prix d'achat des pastilles et des charges nulles en termes de source d'énergie.

c - Le système de captage

Le forage est un système de captage des eaux souterraines le mieux indiqué pour notre AEPS. C'est un ouvrage très répandu qui a pour avantage de préserver la qualité de l'eau. Il nécessite très peu d'entretien. Ses coûts des réalisations et des maintenances sont moindres par rapport à ceux du captage des eaux de surface. Les forages utilisés sont :

c- Forage F1 : 4,41 m³/h

d- Forage F2 : 6,14 m³/h

e- Forage F3 : 5,31 m³/h

f- Forage F4 : 11,25 m³/h

Pour refouler nous allons utiliser des pompes immergées ayant les caractéristiques requises.

d - Le stockage

Le réservoir d'eau potable joue un rôle capital dans le réseau de distribution. En effet, il permet de faire face aux variations plus ou moins importantes de la demande en eau, d'assurer le volume d'eau nécessaire pour la protection incendie et de faire face à une éventuelle défaillance de l'une des composantes du réseau se situant à l'amont du réservoir (source d'alimentation, usine de traitement, conduite d'adduction etc.). Les réservoirs servent donc principalement à harmoniser la demande et la production. Dans le cas de cette étude, les conduites d'adduction refoulent directement l'eau vers le réservoir de tête.

e - Le mode de distribution

Comme la topographie du site est vraiment favorable alors nous optons pour la distribution de type gravitaire.

f - Structure du réseau

Le système de distribution comprendra une conduite primaire, des conduites secondaires et des conduites tertiaires. Les branchements privés et les bornes fontaines seront placés sur les conduites tertiaires. Deux types de réseaux (ramifiés et maillés) peuvent être utilisés pour ce système. Les avantages et les inconvénients de ce réseau sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 6: Comparaison des différents types de réseaux

	Ramifié	Maillé
Pertes de charge	Elevées	Faibles
Ecoulement	Défavorable, risques de zones mortes en extrémités	Satisfaisant même en Faible consommation
Réparations	La zone isolée peut être importante selon l'emplacement de l'intervention.	La zone affectée peut être réduite.
Frais de pompage	Elevés	Faibles
Frais de mise en place	Faibles	Elevés

(Source : cours Mr.Bega urbain)

Au vu de ces avantages et inconvénients, le réseau utilisé sera un réseau mixte, une combinaison du réseau maillé et du réseau ramifié. Cette combinaison permettra de réduire les pertes des charges dans le réseau, de faciliter les réparations et d'assurer la qualité du service tout en limitant les coûts d'investissements.

Les conduites du réseau seront en PVC. Leur mise en œuvre ne requiert aucune main-d'œuvre qualifiée et leur coût est nettement moins élevé par rapport aux autres types de conduites généralement utilisées au Tchad comme le PEHD.

Une pression nominale de 16 bars (PN10) est adoptée pour les réseaux de refoulement compte tenu des surpressions engendrées par le phénomène de coups de bélier suite aux arrêts brusques des pompes qui pourraient survenir au cours de l'exploitation.

Une pression nominale de 10 bars (PN10) est adoptée pour les réseaux de distribution où les pressions sont généralement peu élevées (distribution gravitaire, terrain très peu accidenté).

A l'horizon du projet nous prévoyons alimenter 30% de la population en branchement privé et 70% en borne fontaine. Nous allons prévoir donc sur notre réseau de distribution des possibilités des branchements privés.

g - Tracé du réseau

Le tracé du réseau prend en compte les points caractéristiques suivants :

- Les points des dessertes : les points des dessertes choisis sont les bornes fontaines et les branchements privés. Ils seront placés sur les conduites tertiaires et respecterons un rayon de 500m ;
- L'emplacement du réservoir : Le réservoir a été implanté en tenant compte des conditions topographiques du terrain, de la situation du réseau ;
- Les principaux chemins (cas de centre non loti) sont soigneusement repérés pour le passage des conduites. Les conduites seront enterrées pour les protéger contre les intempéries et éviter l'encombrement des voies de circulation.

11 - Dimensionnement du réseau de distribution

a - Calculs des débits

Nous allons dimensionner notre réseau avec le débit de pointe du réseau obtenu à l'horizon du projet qui est de Q_{ph} (débit de pointe horaire) = 12,78 l/s équivaut a 46m3/h

Dans le cas de notre projet nous avons décidé de mettre les bornes fontaines et les branchements privés sur les conduites tertiaires.

Le débit délivré par chaque borne fontaine est de : $Q(BF) = 0.55$ l/s.

Le service en route est assuré par les conduites tertiaires. Le débit unitaire qui transite dans les conduites tertiaires est donné par la formule suivante : $q = \frac{Q_{ph} - \sum Q(BF)}{\sum l_i}$

$\sum l_i$ est la longueur totale des conduites assurant le service en route, dans notre cas ce sont les conduites tertiaires.

$\sum l_i = 5815$ m.

Ce qui nous permet d'avoir $q = 0,0007$ l/s/ml

Le débit de dimensionnement des conduites tertiaires assurant le service en route est un débit fictif $Q_{fictif} = 0,55 \times Q_{entrant} + 0,45 \times Q_{sortant}$

$Q_{sortant} = Q(BF) \times NBF$ sur chaque conduite tertiaire

$Q_{entrant} = Q_{route} + Q_{sortant}$

$Q_{\text{route}} = q \times l_i$ où l_i est la longueur de la conduite tertiaire concerné.

b - Calculs des diamètres

Les diamètres théoriques sont déterminés avec la formule suivante : $D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}}$

v est la vitesse d'écoulement qui est comprise entre $0,3 \text{ m/s} < v < 1,5 \text{ m/s}$. pour une pression minimale de 10 mce.

c - Calculs des pertes des charges

Pour le calcul des pertes des charges nous avons utilisé la formule de Darcy Weisbach.

$$J = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

Q débit en m^3/s

L longueur de la conduite

D diamètre de la conduite

g intensité de la pesanteur

λ Est le coefficient de résistance il est fonction de Re nombres des Reynolds qui caractérisent l'écoulement, ainsi que de la nature et la rugosité des parois de la canalisation.

Il faut noter qu'il existe encore de nombreuses formules exprimant la valeur de λ . Il faut cependant retenir que dans le cas des parois lisses, le coefficient de résistance λ est indépendant de la nature de la paroi, n'est fonction que du nombre de Reynolds et décroît lorsque Re augmente.

λ Est donné par la formule de Colebrook.

$$\lambda = \left[-\log \left(\frac{k}{0,371 \times D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \right]^2$$

Avec k : coefficient de rugosité, $k = 0,001 \text{ mm}$ pour le PVC

$$Re : \text{nombre de Reynolds } Re = \frac{4 \times Q}{\pi \times D \times \nu}$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau à 25° $\nu = 8,97.10^{-7} \text{ SI}$

λ est calculé par itérations successives.

Les pertes des charges singulières seront prises égales à 10% des pertes de charges linéaires.

d - Calculs des mailles

Pour le calcul de la partie maillée de notre réseau, nous avons utilisé la méthode d'égalisation des charges de Hardy Cross.

Nous avons procédé par itération. Les itérations sont arrêtées lorsque la correction de débit sur les mailles est inférieure à 1 l/s.

Pour notre cas on a 4 mailles.

Tableau 7: Maille 1

Tronçon	L (m)	D (m)	k (m)	nu (m2/s)	Q hyp	Re	k/D	Lambda	Cible	vitesse	hr	hr/Q	q̄ 1	q̄ 2	- q 3	Q corr
A-B	100,00	0,160	0,000 10	8,97E-07	0,009 2	8,E+04	0,000 63	0,021 37	0,00	0,46	0,142	15,457	-0,000289 5			0,008890 5
B-C	400,00	0,160	0,000 10	8,97E-07	0,006 3	6,E+04	0,000 63	0,022 54	0,00	0,31	0,283	44,836	-0,000289 5		-0,00009 5	0,005925 9
C-G	300,00	0,075	0,000 10	8,97E-07	0,001 9	4,E+04	0,001 33	0,026 10	0,00	0,42	0,933	504,445	-0,000289 5	-0,000070 4		0,001490 1
G-1k	200,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	0,001 3	3,E+04	0,001 59	0,027 47	0,00	0,40	0,726	576,375	-0,000289 5	-0,000070 4		0,000900 1
1k-1e	100,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	0,000 7	2,E+04	0,001 59	0,029 73	0,06	0,22	0,121	173,293	-0,000289 5	-0,000070 4		0,000340 1
1e-1d	500,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	-0,000 6	1,E+04	0,001 59	0,030 37	0,09	0,19	-0,455	758,598	-0,000289 5			-0,000889 5
1d-A	100,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	-0,001 3	3,E+04	0,001 59	0,027 41	0,00	0,41	-0,380	294,359	-0,000289 5			-0,001579 5
										Σ =	1,371	2 367,363				
										q̄ 1 =	-0,00028 9		facteur de correction			

Tableau 8: Maille 2

Tronçon	L (m)	D (m)	k (m)	nu (m2/s)	Q hyp	Re	k/D	lambda	cible	vitesse	hr	hr/Q	q̄ 1	q̄ 2	- q 3	- q 4	Q corr
C-D	100,00	0,110	0,000 10	8,97E-07	0,004 4	5,E+04	0,000 83	0,023 37	0,00	0,39	0,152	34,383	0,000070 4			-0,00009 5	0,004406
D-E	400,00	0,110	0,000 10	8,97E-07	0,002 5	4,E+04	0,001 00	0,025 26	0,00	0,32	0,522	208,751	0,000070 4		0,00065 4		0,003224
E-1f	600,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	0,000 8	2,E+04	0,002 00	0,029 00	0,00	0,43	3,246	3 864,627	0,000070 4				0,000910
1f-1e	400,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	-0,001 1	3,E+04	0,002 00	0,028 08	0,00	0,54	-3,337	3 148,323	0,000070 4				-0,000990
1e-1k	200,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	-0,000 4	1,E+04	0,002 50	0,032 34	0,00	0,32	-0,835	2 087,910	0,000070 4	0,00028 9			-0,000040
1k-G	200,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	-0,001 1	3,E+04	0,001 59	0,027 93	0,00	0,36	-0,594	525,523	0,000070 4	0,00028 9			-0,000770
G-C	300,00	0,075	0,000 10	8,97E-07	-0,001 7	3,E+04	0,001 25	0,026 46	0,00	0,34	-0,592	344,255	0,000070 4	0,00028 9			-0,001360
										Σ =	-1,44	10 213,770					
										q̄ 1 =	0,000070 4		facteur de correction				

Tableau 9: Maille 3

Tronçon	L (m)	D (m)	k (m)	nu (m ² /s)	Q hyp	Re	k/D	Lambda	cible	vitesse	hr	hr/Q	q̄ 1	q̄ 2	- q 3	Q corr
F-Q	200,00	0,110	0,000 10	8,97E-07	0,002 7	4,E+04	0,001 00	0,024 95	0,00	0,35	0,301	111,194	-0,00065 4			0,00205 6
Q-K	250,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	0,000 9	2,E+04	0,001 59	0,028 77	0,00	0,30	0,529	562,904	-0,00065 4			0,00028 6
K-1U	550,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	0,000 9	2,E+04	0,001 59	0,028 77	0,00	0,30	1,164	1 238,390	-0,00065 4			0,00028 6
1U-V	200,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	0,000 7	2,E+04	0,002 00	0,030 18	0,00	0,33	0,674	1 037,302	-0,00065 4	-0,00009 5		-0,00009 8
V-1a	450,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	0,001 5	3,E+04	0,001 59	0,026 83	0,00	0,48	2,231	1 497,518	-0,00065 4	-0,00009 5		0,00074 2
1a-D	100,00	0,075	0,000 10	8,97E-07	0,001 7	3,E+04	0,001 33	0,026 52	0,00	0,38	0,254	153,308	-0,00065 4	-0,00009 5		0,00091 2
D-E	400,00	0,110	0,000 10	8,97E-07	0,003 2	5,E+04	0,001 00	0,024 34	0,00	0,41	0,824	257,445	-0,00065 4			0,00254 6
E-F	250,00	0,075	0,000 10	8,97E-07	0,002 1	4,E+04	0,001 33	0,025 65	0,00	0,48	0,984	468,804	-0,00065 4			0,00144 6
Σ =											6,963	5 326,865				
q̄ 1 =												-0,00065 4	facteur de correction			

Tableau 10: Maille 4

Tronçon	L (m)	D (m)	k (m)	nu (m ² /s)	Q hyp	Re	k/D	lambda	cible	vitesse	hr	hr/Q	q̄ 1	q̄ 2	- q 3	- q 4	Q corr
1U-V	210,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	-0,000 7	2,E+04	0,002 00	0,030 18	0,00	0,33	-0,715	1 100,169	0,00009 5	0,00065 4			0,00009 8
V-1a	450,00	0,063	0,000 10	8,97E-07	-0,001 5	3,E+04	0,001 59	0,026 83	0,00	0,48	-2,231	1 497,518	0,00009 5	0,00065 4			-0,00074 2
1a-D	100,00	0,075	0,000 10	8,97E-07	-0,002 0	4,E+04	0,001 33	0,025 78	0,00	0,46	-0,366	181,339	0,00009 5	0,00065 4			-0,00127 2
D-C	120,00	0,125	0,000 10	8,97E-07	-0,004 9	6,E+04	0,000 80	0,023 12	0,00	0,40	-0,177	36,515	0,00009 5			-0,00007 0	-0,00483 6
C-B	400,00	0,125	0,000 10	8,97E-07	-0,006 4	7,E+04	0,000 80	0,022 28	0,00	0,52	-0,992	154,697	0,00009 5		0,00028 9		-0,00602 6
B-H	500,00	0,110	0,000 10	8,97E-07	0,003 0	4,E+04	0,000 91	0,024 67	0,00	0,32	0,577	191,133	0,00009 5				0,00311 5
H-1U	680,00	0,050	0,000 10	8,97E-07	0,000 7	2,E+04	0,002 00	0,029 89	0,00	0,35	2,594	3 759,922	0,00009 5				0,00078 5
Σ =											-1,310	6 921,292					
q̄ 1 =												0,00009 5	facteur de correction				

Tableau 11: Calcul des conduites dans les ramifications

Tronçon	L (m)	D (m)	k (m)	nu (m2/s)	Q (m3/s)	hr (m)	cible	Re (-)	lambda	vitesse	Hamont	Haval	Hterrain	Pdyn	Pstat
RA	100,00	0,160	0,00010	8,97E-07	0,0103	0,24	0,00	97 039	0,0211	0,579	333,000	332,760	322,500	10,260	10,500
HI	140,00	0,090	0,00010	8,97E-07	0,0027	0,75	0,00	49 412	0,0248	0,571	332,500	331,754	317,510	14,244	15,490
I-1c	400,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,87	0,00	17 403	0,0238	0,304	330,200	329,330	316,210	13,120	16,790
IJ	138,00	0,090	0,00010	8,97E-07	0,0017	0,35	0,00	32 043	0,0264	0,377	331,300	330,953	316,850	14,103	16,150
JK	70,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0009	0,32	0,00	23 369	0,0289	0,401	330,400	330,082	316,500	13,582	16,500
J-1b	300,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0009	0,76	0,00	24 854	0,0136	0,434	329,000	328,238	318,000	10,238	15,000
KX	150,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0007	0,08	0,00	17 821	0,0059	0,300	329,980	329,905	316,000	13,905	17,000
KW	400,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0005	0,40	0,00	12 698	0,0207	0,322	328,980	328,578	313,350	15,228	19,650
VT	170,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0008	0,75	0,00	22 719	0,0291	0,393	331,210	330,460	313,610	16,850	19,390
TY	200,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0005	0,10	0,00	12 671	0,0122	0,311	330,100	329,997	314,280	15,717	18,720
QR	100,00	0,075	0,00010	8,97E-07	0,0012	0,21	0,00	24 228	0,0279	0,317	327,520	327,312	311,840	15,472	21,160
RP	180,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0004	0,18	0,00	9 924	0,0338	0,373	326,570	326,390	312,820	13,570	20,180
RS	270,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,59	0,00	15 548	0,0309	0,368	325,480	324,892	310,720	14,172	22,280
KL	300,00	0,075	0,00010	8,97E-07	0,0011	0,72	0,00	23 693	0,0282	0,328	324,000	323,282	311,720	11,562	21,280
LM	150,00	0,090	0,00010	8,97E-07	0,0016	0,26	0,00	28 222	0,0268	0,319	323,570	323,308	310,320	12,988	22,680
MO	165,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,34	0,00	15 207	0,0311	0,361	330,250	329,910	310,500	19,410	22,500
MN	130,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,07	0,00	15 330	0,0081	0,361	329,450	329,381	311,420	17,961	21,580
1a-Z	200,00	0,050	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,52	0,00	16 326	0,0308	0,390	328,470	327,945	315,500	12,445	17,500
1d-1j	450,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0007	1,40	0,00	18 162	0,0302	0,321	327,580	326,178	314,520	11,658	18,480
1k-1l	366,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	1,02	0,00	17 226	0,0305	0,302	326,470	325,453	313,210	12,243	19,790
G-1m	282,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,77	0,00	16 804	0,0306	0,397	329,680	328,912	312,220	16,692	20,780
1f-1g	250,00	0,075	0,00010	8,97E-07	0,0022	1,20	0,00	48 323	0,0133	0,674	329,070	327,870	311,580	16,290	21,420
1g-1n	200,00	0,090	0,00010	8,97E-07	0,0017	0,50	0,00	32 279	0,0264	0,378	327,580	327,077	310,210	16,867	22,790
1n-1o	310,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,76	0,00	16 461	0,0306	0,285	326,950	326,188	310,120	16,068	22,880
1n-1q	86,00	0,075	0,00010	8,97E-07	0,0012	0,17	0,00	23 717	0,0280	0,309	327,530	327,360	314,880	12,480	18,120
1q-1r	300,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0007	0,72	0,00	18 776	0,0224	0,328	326,870	326,154	313,820	12,334	19,180
1r-1p	250,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0006	0,59	0,00	15 971	0,0308	0,278	327,180	326,592	314,800	11,792	18,200
1q-1s	210,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0008	0,52	0,00	21 696	0,0170	0,381	327,010	326,491	314,280	12,211	18,720
1g-1h	305,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0007	0,49	0,00	18 319	0,0156	0,321	329,020	328,530	314,900	13,630	18,100
1h-1i	712,00	0,063	0,00010	8,97E-07	0,0007	0,54	0,00	18 483	0,0070	0,327	328,420	327,880	309,600	18,280	23,400

e - Calcul des pressions aux nœuds et calage de la cote du réservoir

$$P_{dyn} = H_{aval} - \Delta H - H_{terrain}$$

La cote du réservoir est choisie de telle sorte qu'il y ait 10 mCE comme pression dynamique à tous les nœuds. Dans notre cas vu que la cote TN est de 319,5 m pour que la pression de 10 mCE soit satisfaite à tous les nœuds il faut élever le radier à 10,5 m par rapport à cette dernière. Avec cette cote on peut déterminer la pression statique dans chaque nœud s'il n'y a pas d'écoulement.

$$P_{stat} = H_{reserv} - H_{terrain}$$

P_{stat} = pression statique en mCE

H_{reserv} = cote amont du réservoir

12 - Dimensionnement du réservoir

Le réservoir est un dispositif aussi important que crucial dans le processus de distribution d'eau en AEP, car il permet le stockage de la ressource entre la production et la desserte. Il est aussi l'organe au travers duquel le traitement de l'eau peut se faire. Il règle aussi la pression dans les conduites si la distribution se fait de façon gravitaire, donc son emplacement s'avère donc très important dans le processus.

Le réservoir de stockage a pour fonction principale de résorber ou d'atténuer les phénomènes transitoires préjudiciables au fonctionnement des installations et d'écarter les phénomènes cycliques dus au comportement des usagers c'est-à-dire qu'il sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée et la distribution journalière, par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation. Ils participent à la sécurisation du système de distribution, à la continuité du service et à l'amélioration de sa qualité. C'est un élément de confort de l'utilisateur.

a- Le choix du site

Les considérations suivantes ont servi au choix du site du réservoir :

Il doit être située si possible vers la sortie de la localité, et au niveau d'un point haut pour minimiser sa hauteur d'élévation lors de la construction tout en garantissant la pression

minimale de service requise à tous les nœuds. Le site choisi pour le réservoir est à l'altitude 319,5m.

13 - Détermination du volume de réservoir

Pour une meilleure évaluation du volume de cet ouvrage, nous procéderons par deux méthodes différentes dans leur approche. La méthode **forfaitaire** et la méthode du **tableau**

a- La méthode forfaitaire

La capacité de stockage sur le réseau de distribution est comprise entre 25% et 50%, avec une moyenne 33%, de la consommation journalière de pointe, donc le tiers de cette (*Denis ZOUNGRANA, 2008*), ce volume se décompose en trois : la réserve de distribution RD, la réserve de sécurité RS, dépendant du niveau de service, la réserve d'incendie RI .Il se calcule de la manière suivante :

$$V_{res} = \frac{C_{jmp}}{3}$$

Avec V_{res} =Volume du réservoir

C_{jmp} =Consommation journalière de pointe.

$$\text{On a } C_{jmp} = 441,90 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_{res} = \frac{441,90}{3} = 147,3 \text{ m}^3$$

b - La méthode de tableau

Cette méthode consiste à répartir en fonction des heures de consommation, des coefficients de consommation en se basant sur la demande pour ainsi évaluer la quantité d'eau consommée pendant ces heures .Nous supposons que le pompage se fait pendant 16h afin d'éviter les heures de pointes de la STE (Société Tchadienne d'Eau) qui partent de 10h à 14h et de 16h à 20h.Le but est de déterminer le volume distribué V_{dist} et le volume entrant $V_{entrant}$ à partir de Q_{dist} et du $Q_{entrant}$.

On a $Q_{entrant} = \frac{C_{jmp}}{\tau}$ avec τ = temps de pompage dans la journée.

$$Q_{entrant} = \frac{441,90}{16,30} = 27,11 \text{ m}^3/\text{h et}$$

$$Q_{sortant} = \frac{C_{jmp}}{\tau}$$

$$Q_{sortant} = \frac{602,6}{24} = 18,41 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau 12: La repartition journalière de la consommation

Période	Consommation	Période	Consommation
0-6h	0,1*Qsortant	14h-18h	1,05*Qsortant
6h-9h	2,5*Qsortant	18h-20h	1,05*Qsortant
9h-11h	1,5*Qsortant	20h-22h	0,5*Qsortant
11h-14h	1,5*Qsortant	22h-24h	0,2*Qsortant

Tableau 13: Estimation du volume utile du réservoir

Intervalle	0h-06h	06h-09h	09h-11h	11h-14h	14h-18h	18h-20h	20h-22h	22h-24h
Q entrant	27,11	27,11	27,11	27,11	27,11	27,11	27,11	27,11
V entrant	162,66	81,33	54,22	81,33	108,44	54,22	54,22	54,22
V cumul entrant	162,66	135,55	189,77	271,1	379,54	433,76	487,98	542,2
Repartition	0,1*Qc	2,5*Qc	1,5*Qc	1,5*Qc	1,5*Qc	1*Qc	0,5*Qc	0,2*Qc
Intervalle	0h-06h	06h-09h	09h-11h	11h-14h	14h-18h	18h-20h	20h-22h	22h-24h
Q consommé	1,84	40,06	25,1	37,65	37,65	25,1	12,55	5,02
V consommé	11,04	120,18	50,2	112,95	150,6	50,2	25,1	10,04
V cumul consommé	11,04	131,22	181,42	294,37	444,97	495,17	520,27	530,31
Vc entrant - Vc consommé	151,62	4,33	8,35	-23,27	-65,43	-61,41	-32,29	11,89

Avec :

Q distribué : Débit distribué = (coefficient de consommation de la période) * Q sortant

Volume distribué = Q distribué x durée de la période

Volume entrant = Q entrant x durée de la période

La capacité utile CU du réservoir est égale :

$$CU=151,62 + 65,43$$

$$CU=214,05 \text{ m}^3$$

Les deux méthodes donnent respectivement $147,3 \text{ m}^3$ et $214,05 \text{ m}^3$. Les deux méthodes étant bien adaptées, nous prendront le volume de 220 m^3 pour plus de sécurité.

$$\text{Donc } V_{\text{réservoir}} = 220 \text{ m}^3$$

c - Vérification du temps de séjour

• **Temps minimale de séjour dans le réservoir**

$$T_{\min} = \frac{VU}{V_{c \max}} \quad \text{avec } V_{c \max} = \text{consommation maximale de la journée}$$

$$V_{c \max} = 150,6 \text{ m}^3$$

$$T_{\min} = \frac{220}{150,6} = 1,46 \text{ heure}$$

Le temps de séjour minimal requis est de 2h nous voyons que ce temps n'est pas respecté alors nous nous proposons de déterminer un volume qui puisse remplir cette condition.

$$\frac{VU}{150,6} \geq 2 \text{ heures} \Rightarrow VU \geq 150,6 \times 2 = 301,2 \text{ m}^3$$

On prendra donc $VU = 301,2 \text{ m}^3$

• **Temps maximal de séjour dans le réservoir**

$$T_{\max} = \frac{VU}{V_{c \min}} \quad \text{avec } V_{c \min} = \text{consommation minimale de la journée}$$

$$V_{c \min} = 10,04 \text{ m}^3$$

$$T_{\max} = \frac{301,2}{10,04} = 30 \text{ heures}$$

Le temps de séjour maximal étant de 2 jours, cette condition est respectée.

Nous devons prévoir une réserve incendie, dans notre étude nous estimons un débit de 60 m^3 avec un temps de pompage de 2 heures et cela nous donne 120 m^3 . Avec cette réserve incendie nous obtenons un volume totale $VT = 421,2 \text{ m}^3$.

14 - Dimensionnement de la bache

La bache servira de point de collecte des eaux en provenance de nos quatre (04) forages avant le refoulement vers le réservoir. Elle est positionnée de façon à minimiser les longueurs de refoulement des 4 forages. Dans notre étude la bache est dimensionnée pour stocker le volume équivalent à 2h de pompage. Sa capacité utile se déduit alors.

$$CU = Q_p \times \Delta t \quad \text{avec } \Delta t = 2h$$

$$CU = 27,11 \times 2 = 54,22 \text{ m}^3$$

La bache sera dimensionnée avec une forme parallélépipédique et les dimensions constructives sont :

$$4\text{m} \times 4\text{m} \times 3,5$$

15 - Dimensionnement des conduites de refoulement

Les conduites des refoulements seront dimensionnées avec les formules de Bresse tout en respectant la condition de Flamant.

Formule de Bresse : $D(m) = 1,5 \times Q^{0,5}$

Formule de Bresse modifié : $D(m) = 0,8 \times Q^{1/3}$

Formule de Munier : $D(m) = (1 + 0,02n) \times Q^{0,5}$

Avec :

Q : le débit en m^3/s

n : le nombre d'heure de pompage

Les vitesses induites par le diamètre de la conduite retenue doivent respecter la condition de Flamant suivant laquelle : $V \leq 0,60 + D(m)$.

Avec $Q = 4,41 \text{ m}^3/\text{h}$

Conduite1

	D(m)	D (mm)	D choisi (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Condition de Flamant	
Formule de Bresse	0,052	52,5	63	53,6	0,543	0,675	ok
Formule de Bresse modifié	0,0855	85,5	90	76,6	0,266	0,69	ok
Formule de Munier	0,046	46,2	63	53,6	0,543	0,675	ok

Avec $Q = 6,14 \text{ m}^3/\text{h}$

Conduite 2

	D(m)	D (mm)	D choisi (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Condition de Flamant	
Formule de Bresse	0,0619	61,947	63	53,6	0,656	0,675	ok
Formule de Bresse modifié	0,095	95,582	110	76,6	0,370	0,69	ok
Formule de Munier	0,054	54,513	63	53,6	0,756	0,675	ok

Conduite3

	D(m)	D (mm)	D choisi (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Condition de Flamant	
Formule de Bresse	0,0576	57,608	63	53,6	0,754	0,675	ok
Formule de Bresse modifié	0,0910	91,065	110	76,6	0,320	0,69	ok
Formule de Munier	0,050	50,695	63	53,6	0,654	0,675	ok

Conduite4

	D(m)	D (mm)	D choisi (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Condition de Flamant	
Formule de Bresse	0,083	83,852	90	76,6	0,678	0,675	ok
Formule de Bresse modifié	0,116	116,960	110	93,3	0,457	0,69	ok
Formule de Munier	0,073	73,790	75	63,8	0,978	0,675	ok

Tableau 14: Récapitulatif des différents diamètres

Forage	Débit d'exploitation (m ³ /s)	Diamètre retenu (mm)	$D_{interieur}$ (mm)	V(m/s)	Vitesse Flamant(m)	
F1	1,22.10 ⁻³	DN63/PVC PN10	53,6	0,54	0,652	vérifiée
F2	1,70.10 ⁻⁰³	DN63/PVC PN10	53,6	0,65	0,606	vérifiée
F3	1,47.10 ⁻⁰³	DN63/PVC PN10	53,6	0,65	0,650	vérifiée
F4	3,12.10 ⁻⁰³	DN110/PVC PN10	93,3	0,32	0,717	vérifiée

Le choix des diamètres de refoulement relève d'un compromis entre, d'une part le souci de réaliser le moins possible d'investissement (petit diamètre) et d'autre part le souci de réduire les charges d'exploitation: une faible HMT engendre moins de charges énergétiques. Si on adopte un grand diamètre, le prix de canalisation sera élevé, par contre les pertes de charge seront réduites et la puissance du générateur d'énergie sera faible. On économisera sur le prix du générateur et sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage.

Si au contraire on adopte un petit diamètre, le prix de la canalisation sera plus mais le prix du générateur et de l'énergie seront élevés.

Dans notre cas, les diamètres ont été choisis de sorte à respecter la vitesse d'auto curage dans les conduites et de réduire les charges d'exploitations. On évitera donc des dépôts dans les conduites et on fera donc des économies sur le prix du générateur et de l'énergie.

16- Détermination des caractéristiques des groupes électropompes

a - Hauteur manométrique

La HMT est la hauteur nette d'élévation ou énergie globale qu'il faut mettre en jeu au départ de la pompe pour élever l'eau jusqu'au réservoir. Elle est calculée en fonction des pertes de charges dans les conduites de refoulement, du niveau de déversement dans le château d'eau et du débit d'exploitation du forage.

$$HMT = H_g + \Sigma P_{dc}$$

Avec :

H_g = Hauteur géométrique

ΣP_{dc} = somme des pertes de charges

Les pertes de charges ont été déterminées par la formule de Manning Strickler :

Pertes de charges linéaires

$$P_{dcl} = 10,294 \times \frac{Q^2 \times L \times n^2}{D^{5,33}}$$

Où : P_{dcl} est la perte de charge linéaire exprimée en m

Q est le débit qui passe dans la conduite en m³/s

L est la longueur de la conduite en ml

D est le diamètre de la conduite exprimé en m

n est le coefficient de Manning = $1/k_s$ avec $k_s = 120$ pour conduites lisses

tronçons	ks	l(m)	Q(m ³ /h)	DN	Dint	Pdcl	Pdcsing	Pdctotal
R-1	120	320	4,41	63	53,6	0,8048	0,0804	0,8852
R-2	120	200	6,14	63	53,6	0,9752	0,0975	1,0727
R-3	120	250	5,31	63	53,6	0,9112	0,0912	1,0024
R-4	120	240	11,25	110	93,3	0,3697	0,0369	0,7387

Les pertes de charges singulières sont de 10% des pertes de charges linéaires Tableau 15:

Récapitulatif des pertes des charges

Tableau 16: Hauteur nanométrique totale des pompes

Forage	Cote terrain naturel (m)	Profondeur d'aspiration (m)	Hauteur réservoir (m)	Débit adduction (m ³ /h)	Niveau dynamique (m)	Dénivelé forage-réservoir (m)	HGT (m)	Pertes des charges (ΔH) (m)	HMT (m)
F1	326,50	39,12	10,5	4,41	24,62	1,1	33,5	0,8852	34,38
F2	326,70	38,17	10,5	6,14	25,60	1,1	35	1,0727	36,07
F3	326,95	41,98	10,5	5,31	31,40	1,1	30,12	1,0024	31,12
F4	327,06	37,10	10,5	11,25	26,60	1,1	38	0,7387	38,73

b - Puissance de la pompe

La puissance de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{Q \times HMT}{367 \times \eta} \times \omega$$

Avec :

P : puissance de la pompe

Q : débit de la pompe en m³/h

ω : densité du liquide

HMT : Hauteur Nanométrique Totale en m

η = rendement du groupe motopompe = η pompe × η moteur

Le choix va se porter sur une pompe électrique centrifuge monobloc immergée.

Avantages des pompes centrifuges par rapport aux pompes volumétriques :

- couple de démarrage faible,
- débit important pour de profondeurs moyennes,

- **Pompe 1**

Condition : débit **4,41 m³/h** valeur proche dans le tableau = **5m³/h**

HMT **34,38m** valeur proche dans le tableau **35m**

Sélection : type de pompe **SQ5-50 Grundfos** (cette pompe offre le meilleur rendement au débit et à la HMT choisi)

Puissance absorbée requise par la pompe **1,08 kW**

Intensité à pleine charge $I_{1/1} = 5,2$ A en **230V**

Raccordement tuyauterie **R_p 1^{1/2}**

- **Pompe2**

Condition : débit **6,14 m³/h** valeur proche dans le tableau = **6m³/h**

HMT **36,07 m** valeur proche dans le tableau **44m**

Sélection : type de pompe **SQ5-60 Grundfos** (cette pompe offre le meilleur rendement au débit et à la HMT choisie)

Puissance absorbée requise par la pompe **1,35 kW**

Intensité à pleine charge $I_{1/1} = 8,85$ A en **230V**

Raccordement tuyauterie **R_p 1^{1/2}**

- **Pompe3**

Condition : débit **5,31 m³/h** valeur proche dans le tableau = **6m³/h**

HMT **31,12 m** valeur proche dans le tableau **35m**

Sélection : type de pompe **SQ5-50 Grundfos** (cette pompe offre le meilleur rendement au débit et à la HMT choisie)

Puissance absorbée requise par la pompe **1,08 kW**

Intensité à pleine charge $I_{1/1} = 6,9$ A en 230V

Raccordement tuyauterie $R_p 1^{1/2}$

- **Pompe4**

Condition : débit **11,25 m³/h** valeur proche dans le tableau = **12m³/h**

HMT **31,12 m** valeur proche dans le tableau **35m**

Sélection : type de pompe **SP60 - 3** (cette pompe offre le meilleur rendement au débit et à la HMT choisie)

Puissance absorbée requise par la pompe **5,5 kW**

Raccordement tuyauterie $R_p 3$

Les groupes électropompes seront associés a leurs avals par les pièces suivantes :

pièces	rôles
Manomètre	Mesure de la pression à la sortie de la pompe
Vanne de refoulement	Isolement de la pompe pour l'entretien
Purge d'air	Elimination de l'air
Compteur	Evaluation des quantités d'eaux refoulées
clapet	Protéger la pompe

17 - Vérification des conduites du coup de bélier

L'arrêt brusque de la pompe par suite de coupure d'énergie accidentelle ou d'une défaillance mécanique provoque une oscillation de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite de refoulement. La valeur de cette oscillation de pression est donnée par la formule suivante :

Formule d'Allievi :

$$\Delta h = \pm a * \frac{V0}{g}$$

Où Δh : est la variation de pression en m;

a : la vitesse de l'onde de pression;

V : la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement en m/s ;

g : l'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

Avec:

k = 33 pour les conduites en PVC

D : le diamètre de la conduite

e : l'épaisseur de la conduite (m)

(Page 50 à 51 ENP)

Pour éviter le coup de bélier, la valeur de H+ Δh doit être inférieure à la pression nominale de la conduite de refoulement.

H = H_{géo} + P_{dc} + P_{atm} (*voir cour de ENP lamine Mar*)

Dépression et surpression dans les conduites de refoulement

Tableau 17: Surpression et dépression des conduites de refoulement

	ks	g(m/s ²)	D(m)	E(m)	a	Vo (m/s)	Δh	H	H+Δh	H-Δh	PN(m)
Conduite 1	33	9,81	0,063	0,0047	446,94	0,54	24,60	34,38	58,98	9,77	100
Conduite 2			0,063	0,0047	446,94	0,65	29,61	36,07	65,68	6,45	
Conduite 3			0,063	0,0047	446,94	0,65	29,61	31,12	60,73	1,50	
Conduite 4			0,110	0,0835	1033,42	0,32	33,73	38,73	72,43	5,02	

On remarque que toutes les valeurs de surpression et de dépression sont inférieures à la pression nominale qui est de 100m (10bars). Une protection anti bélier n'est donc pas nécessaire.

18 - Processus de traitement

Comme nous l'avons souligné plus haut nous utiliserons une pompe doseuse pour un meilleur traitement de désinfection pour maintenir cette eau potable pendant tout le processus de

transport jusqu'au consommateur, étant donné que cette eau entre en contact avec un ensemble d'équipements. Bien qu'une telle pompe soit plus coûteuse qu'un autre dispositif moins coûteux, nous privilégierons la qualité de l'eau pour la santé des populations.

Le traitement préconisé est la chloration. Elle consiste à une élimination directe des micro-organismes existants dans l'eau, par élimination de la matière organique qui constitue leur support de vie. Pour la ville de laramanaye, nous utiliserons des pastilles de chlore.

19 - Gestion du système d'adduction d'eau potable

a - Evaluation de l'expérience en matière de gestion des acteurs puis la proposition d'un mode de gestion approprié pour le système

Pour atteindre les Objectifs du Millénaire pour le Développement(OMD), La gestion d'un point d'eau relève de la communauté bénéficiaire pour le cas des forages, mais il arrive souvent aussi que cette gestion relève pour le cas de certains réseaux d'adduction d'eau potable de la Société Tchadienne d'eau (STE). La communauté bénéficiaire a pour rôle de choisir des représentants pour former un comité de gestion du point d'eau et aussi une association des usagers du point d'eau. Ces organisations ont alors la charge de fixer les modalités de paiement, d'entretien et de maintenance des ouvrages d'approvisionnement en eau.

Dans la commune de Laramanaye, il n'existe pas de comité de gestion des points d'eau modernes (forages, puits modernes), les PEA sont à la charge de la mairie qui par un contrat les délègue à des particuliers pour la vente de l'eau.

b - Proposition d'un mode de gestion approprié pour le système d'AEPA de Laramanaye

Pour une meilleure implication de la population dans la gestion des points d'eau modernes et dans l'objectif de réduire les difficultés rencontrées en matière de maintenance et de gestion des infrastructures hydrauliques dans la localité de Laramanaye, nous proposons des solutions pour assurer le fonctionnement permanent des équipements d'AEP et en même temps valoriser les compétences locales en les responsabilisant. Ces solutions sont les suivantes:

La gestion de l'AEP prendra en compte la gestion technique et la gestion financière. La gestion technique concerne tout ce qui assurera la bonne marche des équipements (entretenir le groupe électrogène, contrôler les pompes doseuses pour injecter l'eau de Javel, réparer les fuites sur le réseau etc.). La gestion financière concerne tous les flux financiers engendrés par l'exploitation du système.

La gestion du système sera confiée à un opérateur privé compétent conformément à la réforme sur la gestion des AEP au Tchad car l'AEP de Laramanaye est hors du champ d'intervention de la STE. La réforme prévoit :

- L'Etat transfère les compétences et les ouvrages dans le domaine de l'approvisionnement en eau potable et de l'assainissement aux communes. Celles-ci délèguent la gestion du service de l'eau au niveau des AEPS à un opérateur privé professionnel (exploitant ou fermier) recruté par la commune sur la base d'une offre de service, à travers un contrat d'affermage ou un contrat d'exploitation.
- L'état doit confier la gestion du système à un opérateur privé par un contrat d'affermage ou d'exploitation. ;

L'opérateur sera chargé :

- d'exploiter les ouvrages (vendre l'eau, percevoir les recettes, assurer à sa charge le fonctionnement et la maintenance des infrastructures) selon les termes du contrat ;
- rendre compte semestriellement la gestion technique et financière à la commune ;
- verser mensuellement une redevance à la commune ;
-
- tenir constamment à jour un plan du réseau de distribution d'eau et un inventaire des installations.

Mettre en place un comité qui sera chargé de contrôler la gestion du système et de représenter la population auprès de la commune et des exploitants.

20 - La source d'énergie

La localité de Laramanaye à l'état actuel n'est pas desservie par la **SNE**, nous estimerons le coût de cette source, et à la suite nous estimerons le coût d'un groupes électrogène que nous optimiserons .A l'échéance du projet à l'horizon 2030, nous supposons qu'en ce moment, la ville sera desservie par la **SNE**. Pour couvrir les besoins en eau de la ville de Laramanaye, il

faut un temps de pompage de 16h. Nous disposons de quatre (04) pompes immergées, toutes totalisant une puissance de 9,73 kW. Alors nous optons pour un groupe électrogène.

a - Dimensionnement du groupe électrogène

Tableau 18: Bilan des puissances

Matériels	Puissance (KW)
Pompe SQ5-50	1,8
Pompe SQ5-60	1,35
Pompe SQ5-50	1,08
Pompe SP60-3	5,5
Total	9,73

b - Détermination de la puissance apparente

• **Calcul des puissances**

Au démarrage de l'électropompe, la puissance absorbée est très supérieure à la puissance nominale. La puissance du générateur doit supporter cette intensité de démarrage.

- Puissance du groupe électrogène monophasé = *Puissance matériel* × 3
- $Puissance\ apparente = \frac{Pab\ (Kw)}{\cos\varphi}$

Avec ***Pab*** la puissance absorbée par la pompe

La puissance apparente = **32.24**

Alors, on constate que le fonctionnement du système nécessite une puissance de 32,24kW. Pour un pompage journalier de 16h ; l'énergie journalière nécessaire est de 515,84kWh. A l'échelle du mois, pour mieux évaluer la facture de la SNE, nous aurons une consommation énergétique de 15475.2kWh.

Le choix se porte sur un groupe électrogène 40KVA SDMO Type R44K (grande autonomie)

21 - Evaluation des coûts de l'AEP

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant total(FCFA)
	INSTALLATION DU CHANTIER - FRAIS GENERAUX				
I.1	Installation et repli de chantier	FF	1	2 000 000	2 000 000
	Total I				2 000 000
II	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION				
II.1	Ouvrage de captage				
II.1.1	Construction de la tête de forage	FF	4	50000	200000
II.1.2	Analyse d'eau (chimique et bactériologique)	FF	1	100 000	100 000
II.2	Conduite de refoulement				
II.2.1	F/P des équipements aériens en tête de forage	ENS	4	1 50 000	600 000
II.2.2	F/P de conduite de refoulement DN 75 PN 16	ml	770	6 556	5 048 120
II.2.3	F/P de conduite de refoulement DN 125 PN 16	ml	240	7500	18 000 000
II.2.4	Grillage avertisseur couleur bleu	ml	1 700	290	493 000
II.2.5	F/P de Raccordement à la colonne d'alimentation du réservoir	U	2	50 000	100 000
II.2.8	Fouille pour conduite DN 75	m³	770	2 500	1 925 000
II.2.9	Fouille pour conduite DN 125	m³	240	2 500	600 000
II.3	Station de pompage				
II.3.1	Aménagement de terrain, construction de l'abri et clôture grillagée pour les pompes	FF	4	500 000	2 000 000
II.3.2	Fourniture et installation de l'électropompe immergée SQ5-50 Grundfos	U	1	1 200 000	1 200 000
II.3.3	Fourniture et installation de l'électropompe immergée SQ5-60 Grundfos	U	1	1 300 000	1 300 000
II.3.4	Fourniture et installation de l'électropompe immergée SQ5-50 Grundfos	U	1	1 200 000	1 200 000

Thème : Optimisation d'un système d'alimentation en eau potable: cas de la ville de laramanaye (Tchad)

II.3.5	Fourniture et installation de l'électropompe SP60-3	U	1	4 000 000	4 000 000
II.3.6	Fourniture et installation de groupe électrogène de 40 Kva y compris raccordement	U	1	5 000 000	5 000 000
II.3.7	Fourniture et pose de système de protection des installations	ENS	1	800 000	800 000
	Total II 43 766 120				
III	CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DU CHÂTEAU D'EAU				
III.1	Aménagement de terrain, fourniture et pose de grillage de clôture	FF	1	500 000	500 000
III.2	Etudes géotechniques pour fondation du château d'eau	FF	1	900 000	900 000
III.3	Construction de château	U	1	100 000 000	100 000 000
III.4	F/P de tuyaux et raccords de la colonne d'alimentation	FF	1	150 000	150 000
III.5	F/P de tuyaux et raccords de la colonne de distribution	FF	1	100 000	100 000
III.6	F/P d'accessoires de by-pass et de vidange	FF	1	600 000	600 000
III.7	F/P d'un système de chloration (diffuseur, pastilles aux dérivés chlorés)	FF	1	500 000	500 000
III.8	F/P de matériel de comptage	FF	1	60 000	60 000
	Total III = 101 610 000				
IV	FOURNITURE ET POSE DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION				
IV.1	Fourniture et pose de conduites				
IV.1.1	Conduite en PVC 50 PN 10	ml	2 090	3 000	6 270 000
IV.1.2	Conduite en PVC 63 PN 10	ml	7 870	3 000	23 610 000
IV.1.3	Conduite en PVC 75 PN 10	ml	1 408	3 500	5 201 000
IV.1.4	Conduite en PVC 90 PN 10	ml	628	3 500	2 198 000
IV.1.5	Conduite en PVC 110 PN 10	ml	620	4 750	2 945 000
IV.1.6	Conduite en PVC 125 PN 10	ml	600	5 000	3 000 000
IV.1.7	Grillage avertisseur couleur bleu	ml	15 100	290	4 379 000

Thème : Optimisation d'un système d'alimentation en eau potable: cas de la ville de laramanaye (Tchad)

IV.2	Fouille en terrains				
IV.2.1	Fouille pour conduite PVC DN 50	m ³	4 895	2 500	12 237 500
IV.2.2	Fouille pour conduite PVC DN 63	m ³	2 052	2 500	5 130 000
IV.2.3	Fouille pour conduite PVC DN 75	m ³	1 005	2 500	2 512 500
IV.2.4	Fouille pour conduite PVC DN 90	m ³	877	2 500	219 250
IV.2.5	Fouille pour conduite PVC DN 125	m ³	406	2 500	1 015 000
IV.2.6	Fouille pour conduite PVC DN 160	m ³	602	2 500	1 505 000
V.3	F/P de pièces spéciales et accessoires en PVC				
V.3.1	Bouchon DN 50	U	1	8 600	8 600
V.3.2	Bouchon DN 63	U	11	8 600	94 600
V.3.3	Coude 45° DN 50	U	1	22 000	22 000
V.3.4	Coude 45° DN 90	U	2	11 500	23 000
V.3.5	Adaptateur à brides 63/63	U	1	6 500	6 500
V.3.6	Adaptateur à brides 75/75	U	1	7 000	7 000
V.3.7	Adaptateur à brides 160/160	U	2	20 000	40 000
V.3.8	Adaptateur à brides grande tolérance	U	1	34 000	34 000
V.3.9	Cône Réducteur 110/90	U	1	4 500	4 500
V.3.10	Cône Réducteur 110/75	U	1	2 500	2 500
V.3.11	Cône Réducteur 90/75	U	1	2 000	2 000
V.3.12	Cône Réducteur 63/50	U	18	1 000	18 000
V.3.13	Cône Réducteur 75/63	U	5	1 000	5 000
V.3.14	Cône Réducteur 75/50	U	6	1 000	6 000
V.3.15	Té fonte BBTB 160/75	U	1	54 000	54 000
V.3.16	Té PVC EETE 80/60	U	3	16 000	48 000
V.3.17	Té PVC EETE 110/110	U	1	67 500	67 500
V.3.18	Té PVC EETE 50/50	U	1	13 500	13 500
V.3.19	Té PVC EETE DN 63/63	U	9	13 500	121 500
V.3.20	Té PVC EETE DN 75/75	U	5	16 000	80 000
V.3.21	Té PVC EETE DN75/63	U	5	20 000	100 000
V.3.22	Butée	U	5	10 000	50 000
V.4	Accessoires sur réseau: robinets vannes, ventouses et vidanges				
V.4.1	Robinet vanne DN 100	U	1	140 000	140 000
V.4.2	Robinet vanne DN 80	U	5	120 000	600 000

Thème : Optimisation d'un système d'alimentation en eau potable: cas de la ville de laramanaye (Tchad)

V.4.3	Robinet vanne DN 65	U	1	96 000	96 000
V.4.4	Robinet vanne DN 50	U	1	85 000	85 000
V.4.5	F/P de ventouse	U	2	300 000	600 000
V.4.6	Aménagement de vidange avec prise sur PVC 63	U	1	65 000	65 000
TOTAL IV = 72 615 950					
VI	OUVRAGES ANNEXES ET PRESTATIONS DIVERSES				
VI.1	Construction du local d'exploitation (Bureau, magasin, mur de clôture)	FF	1	2 000 000	2 000 000
VI.2	Construction du local pour le groupe électrogène	FF	1	60 000	60 000
VI.3	Branchement et construction de bornes fontaines sur réseau	U	16	1 000 000	16 000 000
TOTAL VI = 22 060 000					
Total = 238 052 070 FCFA					

Le cout de notre projet s'élève à un montant de 238 052 070 FCFA hors taxe.

22 - Détermination du prix de l'eau

- récupération des coûts pour la couverture de l'ensemble des charges : charges d'exploitation/maintenance et amortissement de l'ensemble des ouvrages, équipements et réseaux hydrauliques ;
- récupération des coûts pour la couverture des charges d'exploitation/maintenance et amortissement des investissements de durée de vie inférieure à 10 ans

Un service d'eau génère des coûts variables selon le niveau de service choisi. Les charges de fonctionnement d'un service doivent être évaluées avec précision car il s'agit d'un facteur déterminant de la pérennité du service.

Pour la détermination du prix de l'eau, on doit donc tenir compte des charges d'exploitation et des amortissements. Les amortissements ou provisions pour le renouvellement des ouvrages

permettent d'anticiper le remplacement des équipements et infrastructures qui ont une durée de vie limitée. Les charges d'exploitations sont :

- les frais énergétiques (carburant pour le groupe électrogène)
- les consommables (lubrifiants pour les équipements électromécaniques, produits chimiques pour le traitement de l'eau etc.)
- les frais d'entretien, de réparations et d'achat de pièce de rechange
- les charges de rémunération des personnels
- les charges de suivi technique et financier

Tout l'enjeu consistera à équilibrer les charges d'exploitations et les amortissements par les recettes financières récupérées du prix de l'eau. Le prix de revient de l'eau est calculé par la formule suivante :

$$PR = \frac{\text{total des charges d'exploitation actualisées} + \text{Total des amortissements actualisés}}{\text{Total des volumes d'eau vendus actualisés}}$$

a - Quantité d'eau vendue

La détermination des quantités d'eau vendues est fonction de la consommation moyenne journalière. Le taux d'actualisation sera de 5% pour tenir compte des intérêts que vont générer les valeurs actuelles.

Hypothèse :

Pour notre projet on suppose que 30 l/j/hab sont consommés au niveau des bornes privés et 10 l/j/hab sont consommés au niveau des bornes fontaines.

Alors nous aurons au total 40 l/jr/hab qui sont réellement consommés.

Tableau 19: Volume d'eau vendu

Volume d'eau vendu				
Année	population	Volume vendu (m³/an) x1000	Actualisation	Volume actualise vendu (m³/an) x1000
2014	5392	78723,2	1,00	78723,20
2030	11104	162118.4	0,45	72953,28

b - Détermination des charges d'exploitation

Pour la détermination des charges d'exploitation, on fait les hypothèses suivantes :

Hypothèses :

Salaires

- Chef d'agence : 200 000FCFA
- Technicien : 100 000 FCFA
- Fontainiers : 16 x 20000FCFA
- Gardiennage : 2 x 50000 FCFA
-

Traitement de l'eau

Le traitement est estimé à 160 000 FCFA par an

Consommation du groupe électrogène

Le groupe électrogène consomme 11,2 litres par heure

Prix du litre de gasoil : 520FCFA

Le tableau montre la consommation d'énergie pendant la durée du projet.

Tableau 20: Consommation d'énergie

Consommation d'énergie						
Année	population	Production (m³/an)	Temps de pompage	Consommation annuelle de carburant m³	Prix du litre de gasoil	Coût annuel du carburant(Fcfa)
2014	5392	78323,48	2889,10	32,35	520	16 822 000
2030	11104	161295,24	5949.66	66,63	520	34 647 000

- Les maintenances

Elles sont estimées à 5% du prix du groupe électrogène avec une augmentation de 10% les sept dernières années. Cette estimation provient de l'étude faite sur six AEPS dans la région du Sahel.

- Les charges d'exploitations

Année	Personnel et service x 1000	Fontainiers x1000	Gardiennage x 1000	Carburant pour le groupe électrogène) x 1000	traitement de l'eau x 1000	Maintenances x 1000	Total des dépenses de fonctionnement x 1000
2014	3600	2880	240	16822	160	300	29576,26
2015	3600	2880	240	19983	160	300	33837,77
2016	3600	2880	240	20680,4	160	300	34781,20
2017	3600	2880	240	21403,2	160	300	35756,76
2018	3600	2880	240	22157,2	160	300	36772,22
2019	3600	2880	240	22932	160	300	37818,29
2020	3600	2880	240	23732,8	160	300	38899,08
2021	3600	2880	240	24564,8	160	300	40020,87
2022	3600	2880	240	25422,8	160	300	41179,55
2023	3600	2880	240	26317,2	160	300	42384,44
2024	3600	2880	240	27237,6	160	330	43626,23
2025	3600	2880	240	28189,2	160	330	44910,11
2026	3600	2880	240	29177,2	160	330	46243,46
2027	3600	2880	240	31252	160	330	49043,83
2028	3600	2880	240	32344	160	330	50437,13
2029	3600	2880	240	33477,6	160	330	52046,2
2030	3600	2880	240	34647	160	330	53624,14
Total charge d'exploitation					520 673 000		

Le total des charges d'exploitation s'élève à une somme de 520 673 000 FCFA.

Durée de vie théorique des différentes composantes techniques des AEPS

Tableau 21: Durée de vie théorique des équipements

Composantes techniques	Durée de vie théorique
Foration	30
Pompe	15
Groupe électrogène	10
Réservoir	40
Réseau	40
Borne fontaine	40

Source : Le coût des systèmes d'approvisionnement en eau potable au Burkina Faso: une application de l'approche des coûts à long terme

Christelle Pezon, Richard Bassono

IRC Centre international de l'Eau et de l'Assainissement

Mars 2012 Document de travail

Le tableau suivant montre les amortissements des installations

Tableau 22: Amortissement des installations

Amortissement des installations	Montant (FCFA)	Durée de vie (an)	Annuité d'amortissement (FCFA/an)
Tête de forage	600 000	30	200 000
Groupe électrogène	5 000 000	10,00	500 000
Pompes	7 700 000	15	513 333,33
Château d'eau	100 000 000	40	2 500 000
Accessoires électromécanique	2 300 000	8	287 500
Bornes fontaines	16 000 000	40	400 000
Bâtiments	2 000 000	25	80 000
Canalisations	68 640 590	40	1 716 014,75
Accessoires des conduites	3 200 886	40	80 022,15
Totale dépense			6 276 870,23

$$PR = \frac{\text{total des charges d'exploitation actualisées} + \text{Total des amortissements actualisés}}{\text{Total des volumes d'eau vendus actualisés}}$$

$$PR = \frac{520\,673\,000 + 6\,276\,870,23}{1\,362\,552,41}$$

$$PR = 386,73 \text{ FCFA}$$

En tenant compte de rentabilité, le prix de l'eau sera fixé à **390 FCFA** le mètre cube soit **78 FCFA** le fut et **20 FCFA** le bidon de 25 litres.

VI CONCLUSION

La mise en place d'un système d'alimentation en eau potable repose sur une analyse concise et très détaillée de la demande totale de la ville. En effet cette analyse permet un choix optimal des toutes les composantes du réseau et un bon dimensionnement des ouvrages. Pour ce qui est du travail effectué, l'analyse globale de la demande en eau a permis de savoir qu'un volume d'eau journalier 421,2 m³ serait nécessaire pour une alimentation normale de la ville de Laramanaye à l'horizon du projet, mais aussi pour faire face à des éventuelles incendies.

En somme ce qu'il convient de retenir, ce que la ville de Laramanaye n'a pas été oubliée en terme d'accès à l'eau potable par les acteurs du domaine notamment l'état tchadien.

En définitif ce projet de fin d'étude nous a été d'un intérêt certain. Il a permis l'approfondissement de nos connaissances en adduction d'eau potable. Il nous a aussi permis de maîtriser certains logiciels qui nous seront utiles dans nos vies professionnelles. En somme nos attentes sur ce projet sont largement atteintes.

Cependant il nous incombe de donner ici quelques recommandations dans la suite de cette étude.

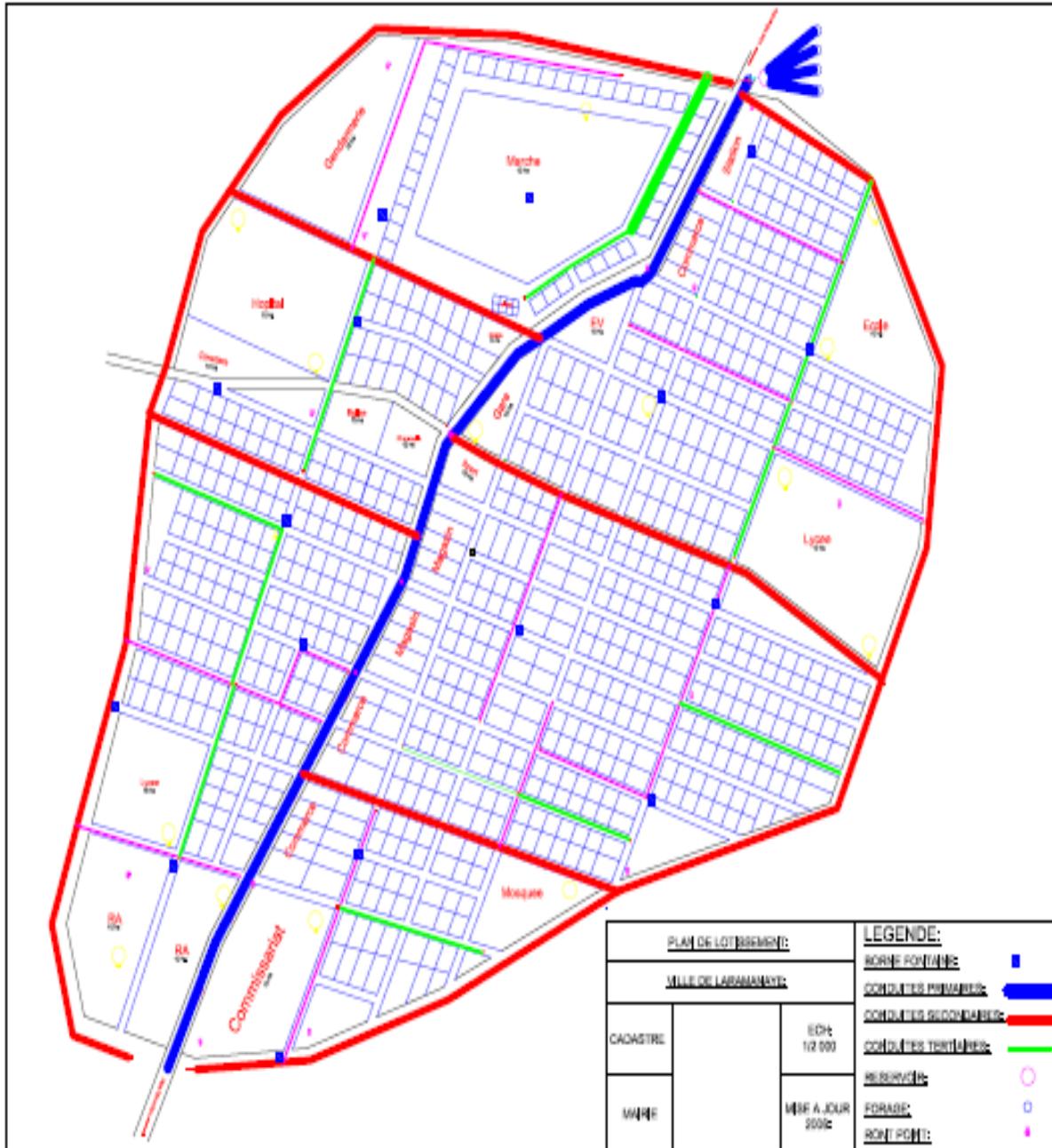
- Nous incitons à la municipalité de prendre en compte le système de gestion qu'on a eu proposé un peu haut ;
- Prévoir des pompes de secours ;
- Construire une station d'épuration pour le traitement des eaux usées rejetés par la ville ;
- Confier la gestion des centres dépassant les 10 000 habitants à la STE

BIBLIOGRAPHIE

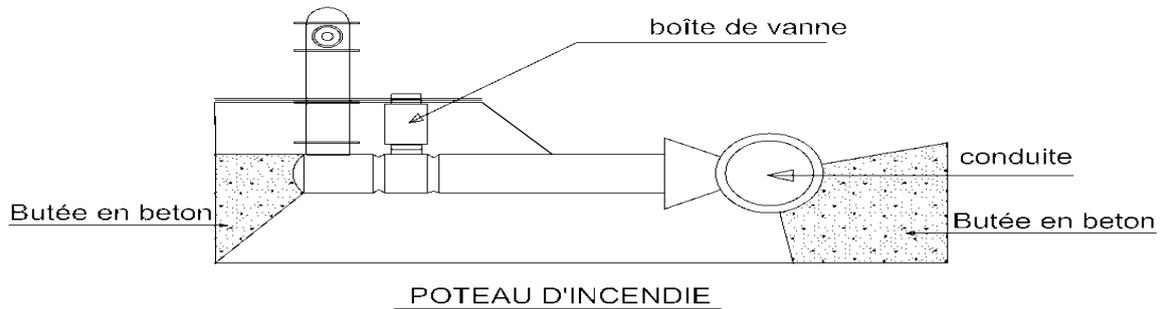
- 1- Abadie J. 1962 Etudes géologiques et hydrogéologiques du sud du Tchad, p 22.
- 2- BURGEAP. Étude méthodologique de l'Alimentation en eau potable des zones périurbaines Africaines.
- 3- Plan régional de développement (1998) vol. I, projet d'appui au plan / planification Régionale, Ministère du plan et de l'aménagement du Territoire-coopération Allemande au Développement(GTZ), 197p.
- 4- SDEA (2003). Volume thématique2 Hydraulique urbaine et rurale.
- 5- Approvisionnement en eau potable, M. Denis ZOUNGRANA, Juin 2008
- 6- Hydrologie urbaine quantitative, M. François Noël CRES, Septembre 2001
- 7- Hydrologie de surface, M. Harouna KARAMBIRI, Année 2009-2010
- 8- Hydraulique à surface libre, M. Amadou Lamine MAR, Juillet 2004
- 9- Hydrogéologie et ouvrages de captages, M. Mahamadou KOITA, Année 2012
- 10- Modélisation des réseaux en charge, M. Jacques BONVIN, Version 2013
- 11- Ouvrages constitutifs d systèmes d'AEP : Adductions-Réservoirs-Réseaux de distribution, M.Bega OUEDRAOGO, Avril 2005
- 12- Pompes et stations de pompage, M. Denis ZOUNGRANA, Année 2007
- 13- Pompes et stations de pompage, M. Bèga OUEDRAOGO
- 14- Projet intégrateur 2013-2014

ANNEXES

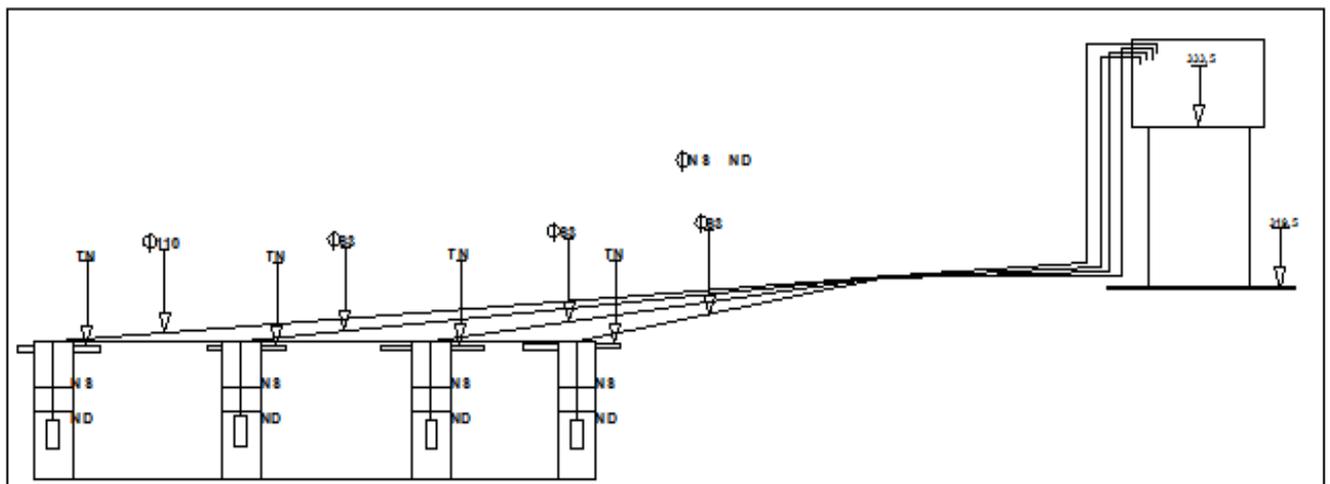
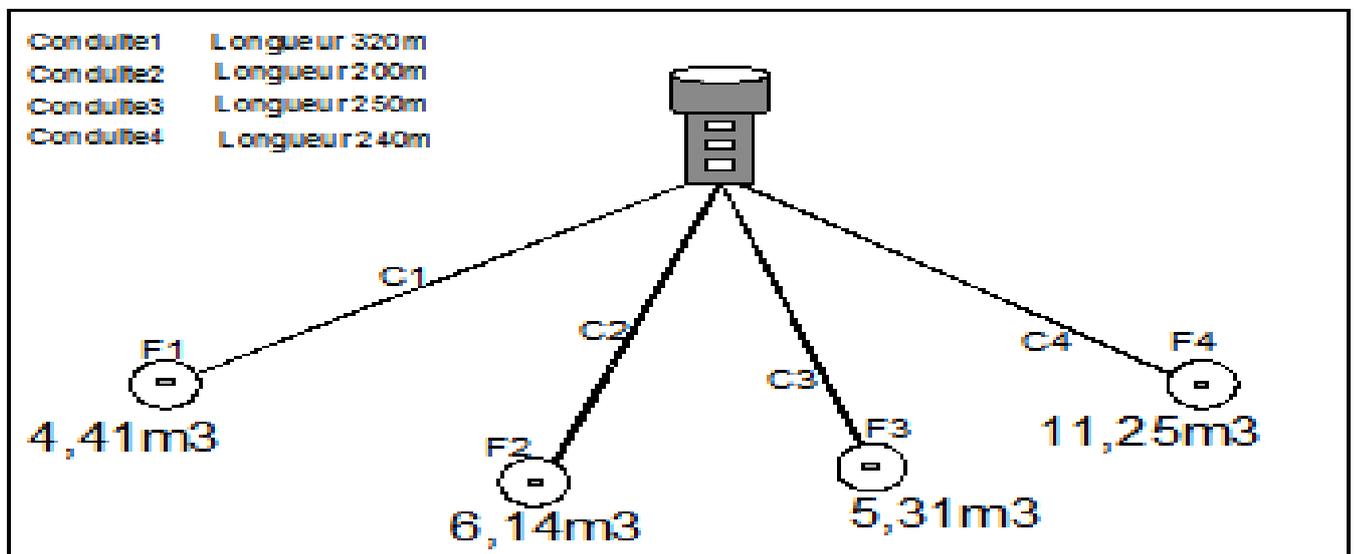
Annexe 1 : Schéma du réseau



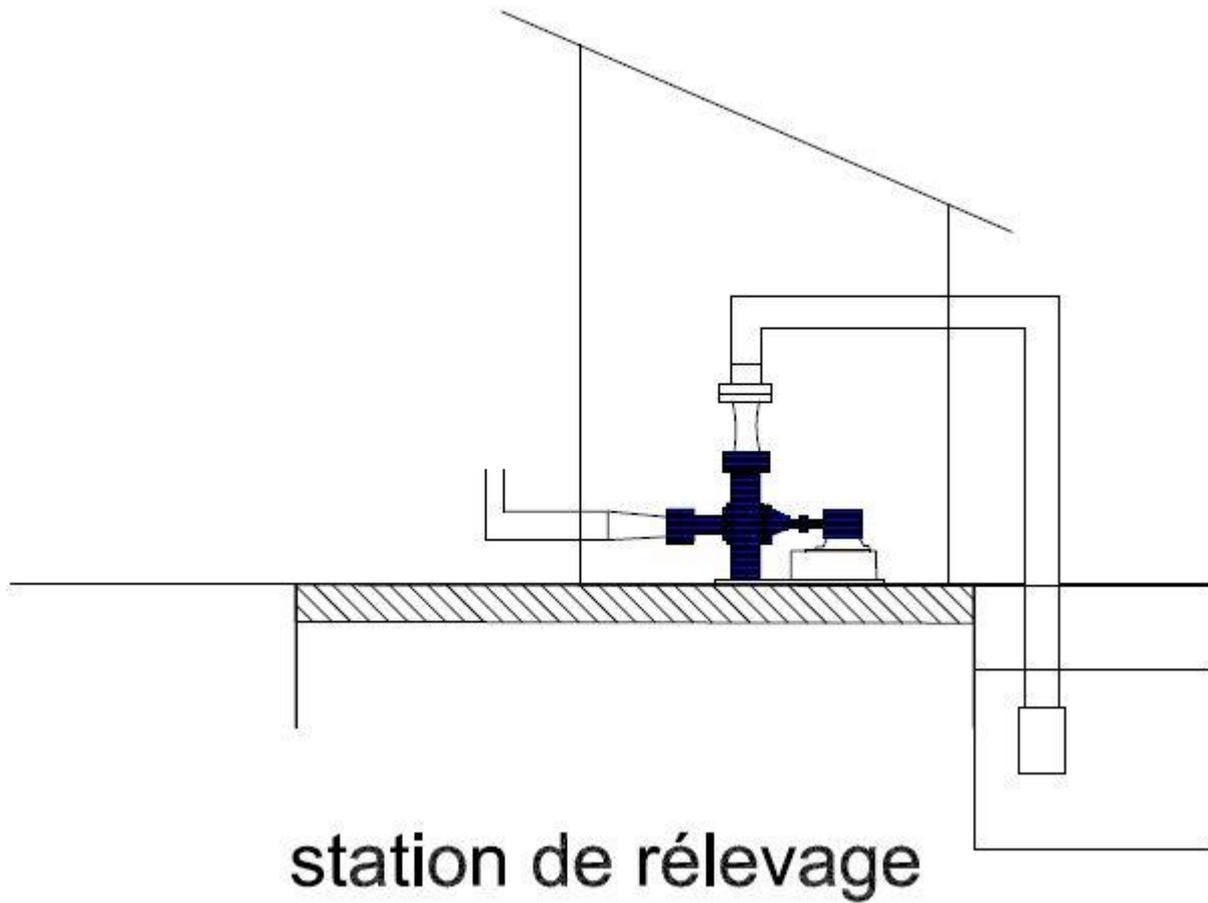
Annexe 2 : poteau incendie sur le tronçon AB



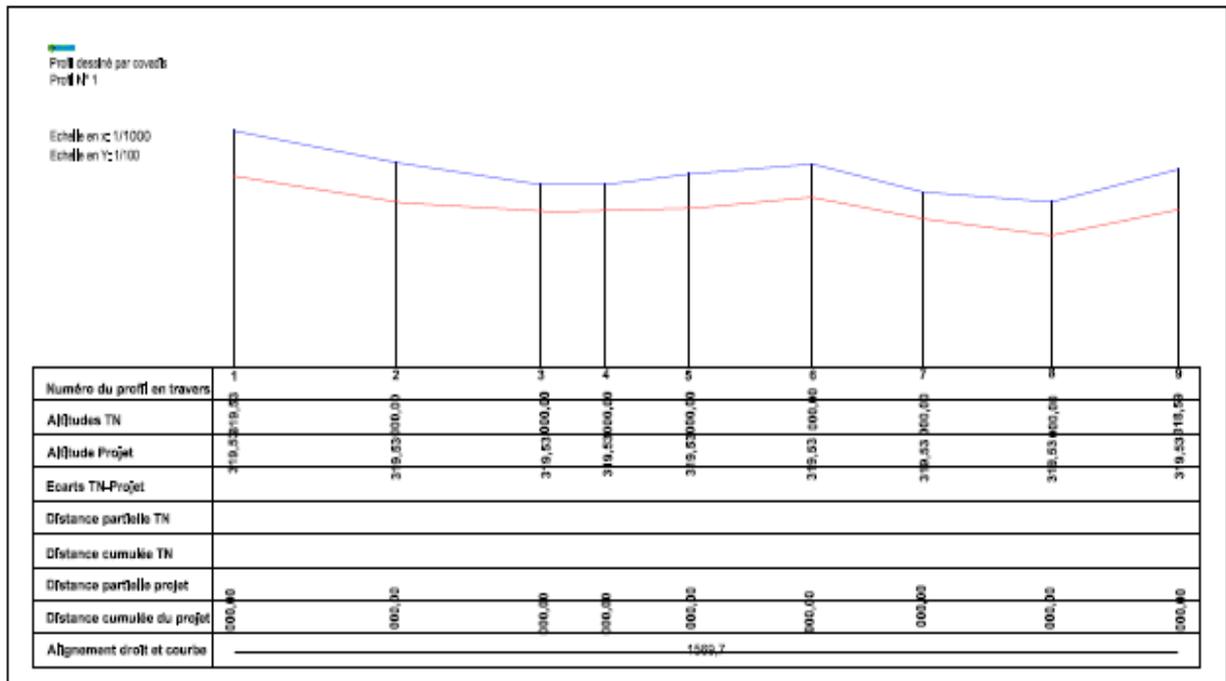
Annexe 3 : Schéma de pompage



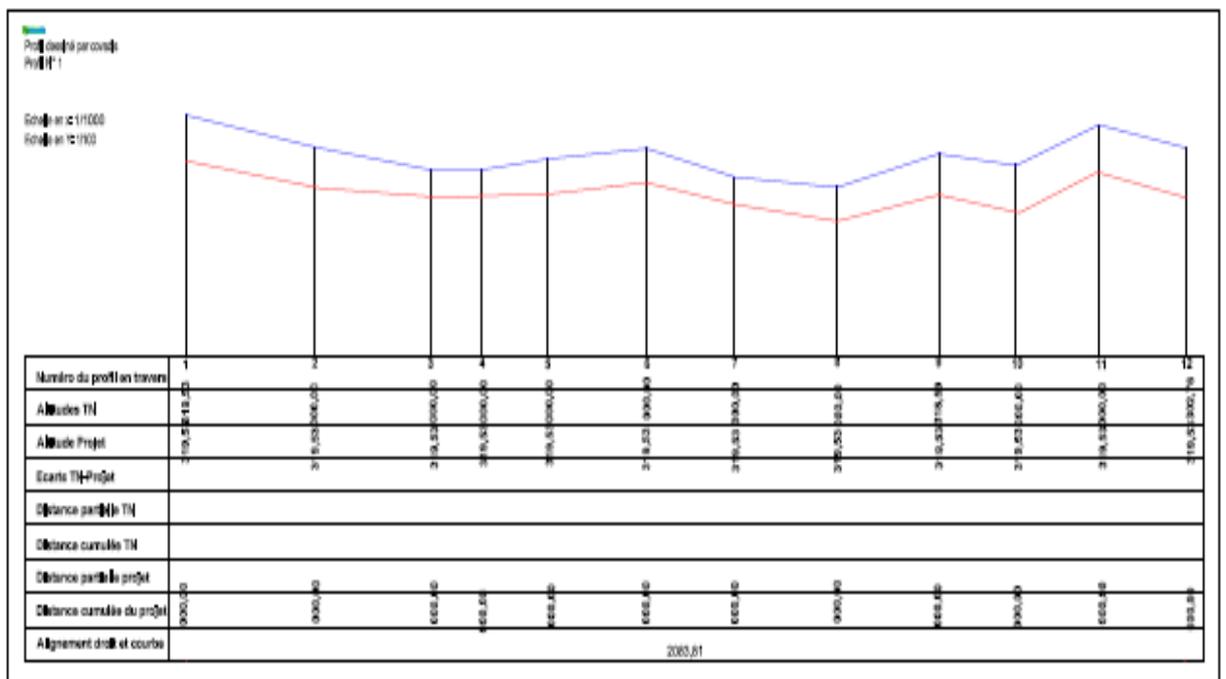
Annexe 4 : Station de relevage



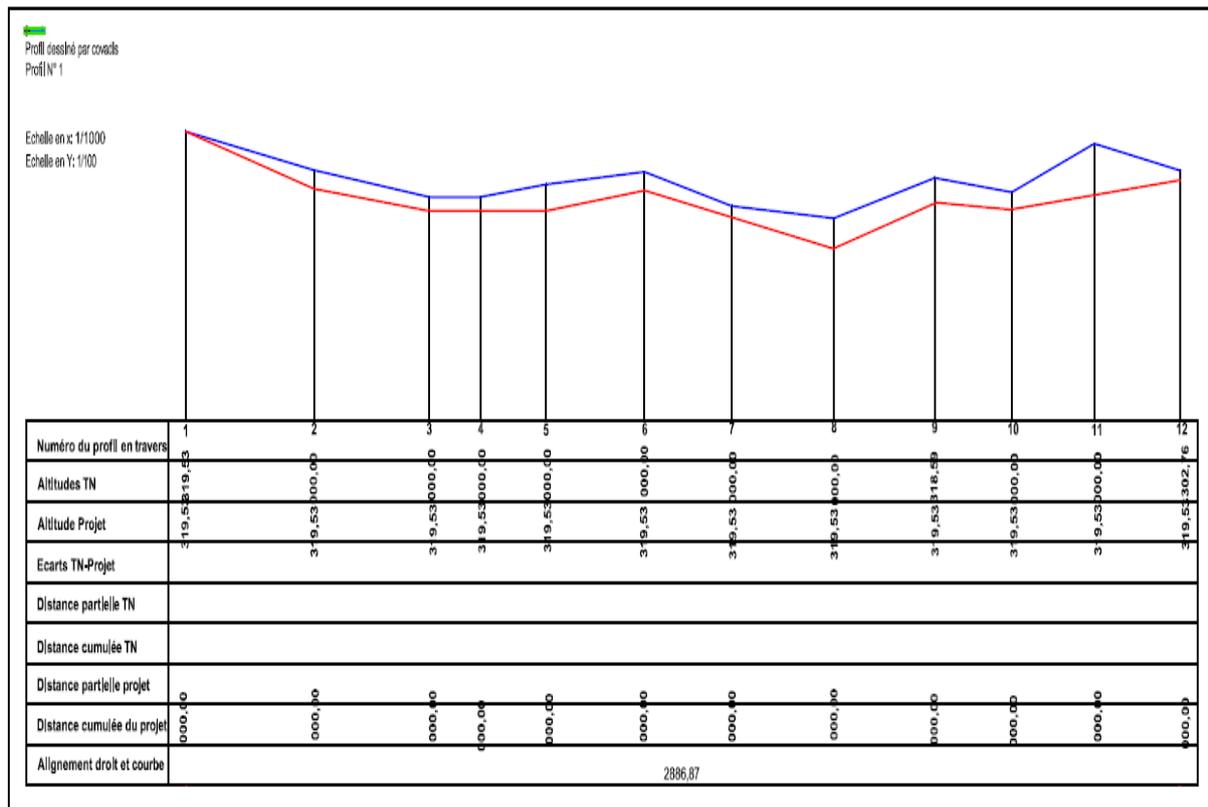
Annexe 5 : Profil en long 1



Annexe 6 : Profil en long 2



Annexe 7 : Profil en long 3



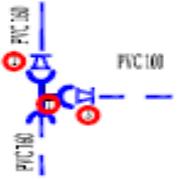
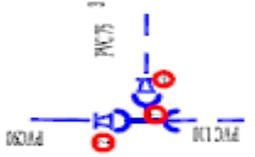
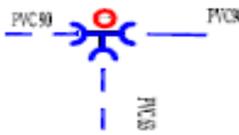
Annexe 8 : Caractéristiques du groupe électrogène

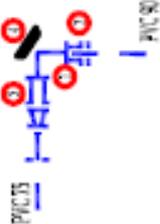
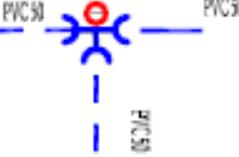
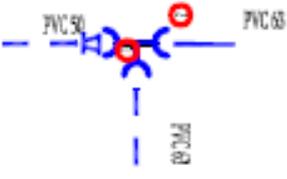
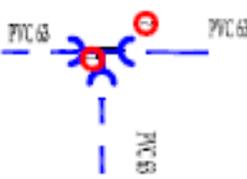
GRUPE ELECTROGENE
40 KVA
SDMO Type R44K
(Grande autonomie)

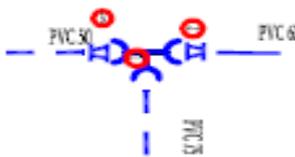
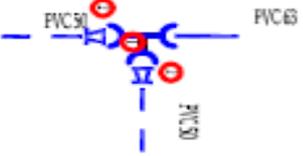


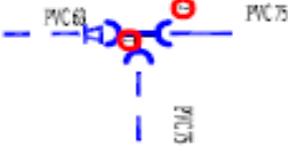
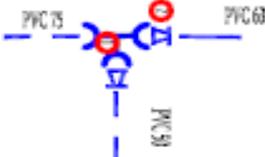
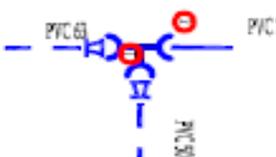
CARACTERISTIQUES	
Puissance continue (Prime) KVA / KW	40 / 32
Tension (Volt)	400 tri + neutre
Intensité (Ampères) à cos phi 0,8	60
Fréquence (Hertz)	50
Régulation diesel	Electronique
Démarrage automatique	oui
Capacité du réservoir fuel (litres)	230
Consommation à 4/4 de charge (l/heure)	11,20
Autonomie (heure)	19
Niveau sonore à 7 mètres dB(A) / LWA	65/ 91,1
Connexion puissance	Bornier + prises
Section des câbles de puissance (mm ²) pour 25 m	5 x 16 ²
Panneaux de prises	1 x 32 A Tétr, 1 x 16 A Tétr , 2 x 16A mono 200 V
Dimension (LxlxHt en mètres)	2,07 x 0,90 x 1,42
Poids (kg) en ordre de marche	1215

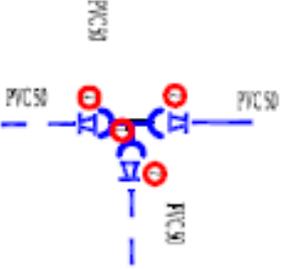
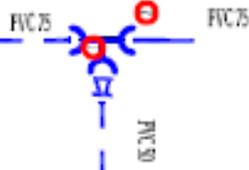
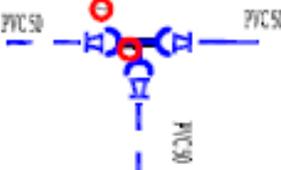
Annexe 9 : Schéma des nœuds

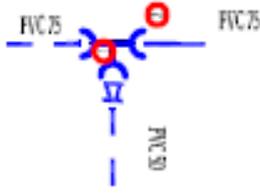
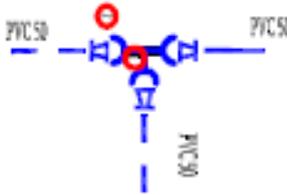
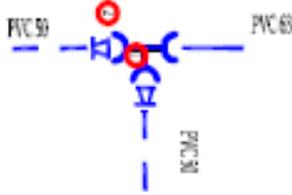
N° Noeud	Schéma de Noeud	Nombre	Nomenclature des pièces
a		6	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Té femelle BSBT 160/75 ② 1 Vanne en fonte DN75 ③ 1 Adaptateur à brides POUR PVC 200 ④ 2 Adaptateurs à brides POUR PVC 150
b		4	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Té en PVC BSBT 160/100 ② 1 Réduction ③ 1 Réduction
c		4	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Té en PVC BSBT 130/110 ② 1 Réduction 110/90 ③ 1 Réduction 110/75
d		5 1	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Té en PVC BSBT 80/60

		<p>4</p>	<ul style="list-style-type: none"> ⑦ 1 COLONNE 45° DN 90 ⑧ 1 Adaptateur à béton POUR PVC 63 ⑨ 1 Réduction PVC 90/75 ⑩ 1 Base en béton
		<p>1</p>	<ul style="list-style-type: none"> ⑧ 1 Tt en PVC BISTE DN 50
		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none"> ⑨ 1 Tt en PVC BISTE 63 ⑩ 1 Réducteur 63/50
		<p>1</p>	<ul style="list-style-type: none"> ⑩ 1 Tt en PVC BISTE 63/63

		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC DEITE 75/75  1 Réduction 75/63  1 Réduction 75/50
		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Bouchon PVC DN 50  1 Boute en bloc
		<p>1</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC DEITE 60/60
 		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC DEITE 60/60  2 Réduction 63/50

		<p>1</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tt en PVC ECTE 75/75  1 Réducteur 75/63
		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tt en PVC ECTE 63/63  1 Réducteur 63/50  1 Adaptateur à bécot PVC 63  1 Boute en béton
		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tt en PVC ECTE 75/63  1 Réducteur 63/50  1 Réducteur 75/50
		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tt en PVC ECTE 75/75  1 Réducteur PVC 75/63  1 Réducteur PVC 75/50

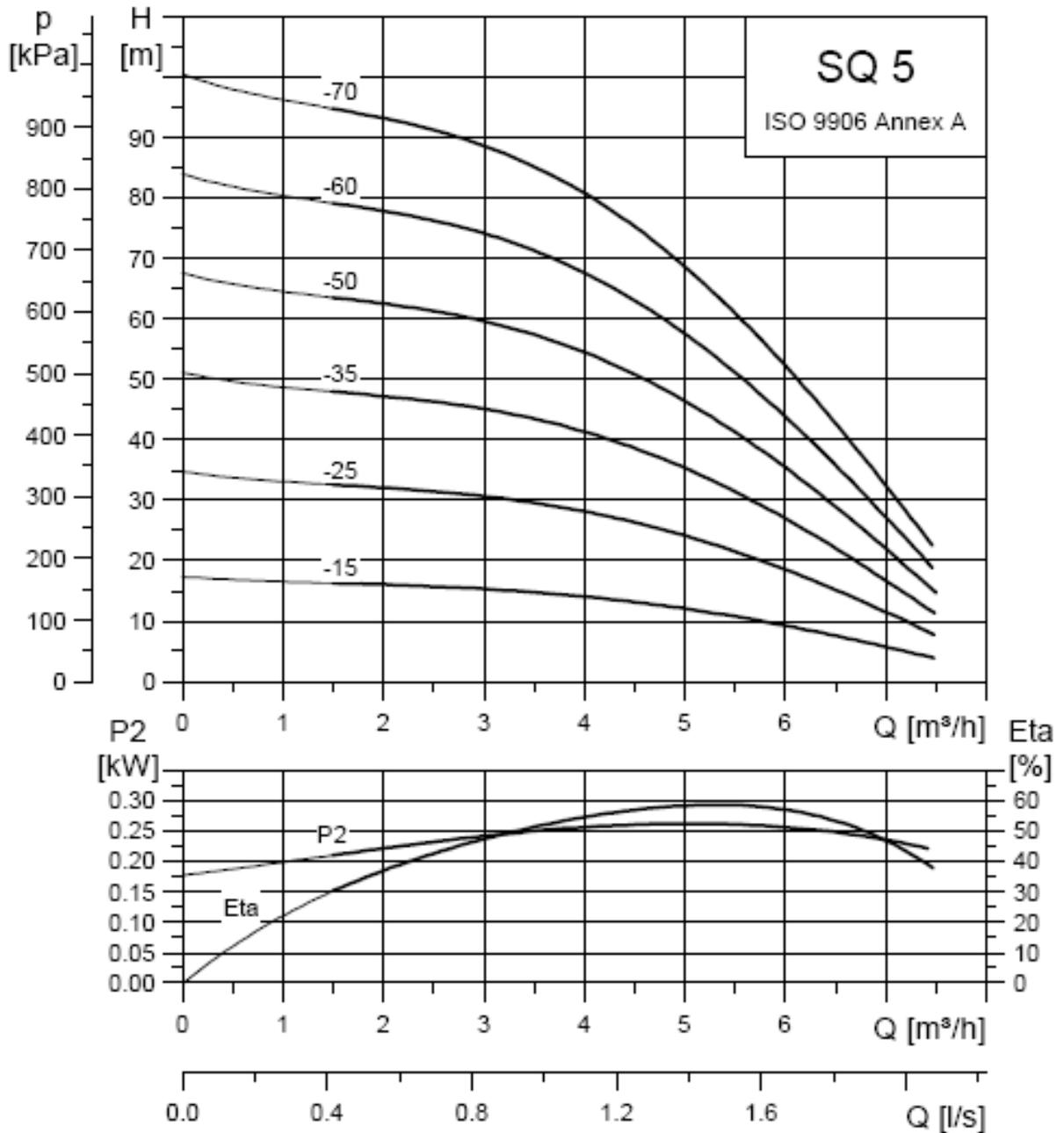
<p>⑩</p>		<p>4</p>	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Td en PVC ESTE 62/63 ② 3 Réductions en PVC PN10 63/50
<p>⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳</p>		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Bouton en PVC PN10 125/83 ② 1 Boute en béton
<p>⑪</p>		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Td en PVC ESTE 75/63 ② 1 Réduction en PVC PN10 63/50
<p>⑫</p>		<p>4</p>	<ul style="list-style-type: none"> ① 1 Td en PVC ESTE 62/63 ② 3 Réductions en PVC PN10 63/50

		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC EETE 75/50  1 Réducteur en PVC PN10 63/50
		<p>4</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC EETE 63/63  3 Réducteurs en PVC PN10 63/50
		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Tê en PVC EETE 63/63  2 Réducteurs en PVC PN10 63/50
		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 Coude 45° en PVC PN10 DN50  1 Boute en béton

<p>①</p>		<p>2</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 1 Coude 45° en PVC PN10 DN50 ○ 1 Boute à blanc
<p>②</p>		<p>8</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 1 T en PVC BCTC 75/50 ○ 1 Réduction en PVC PN10 63/50 ○ 1 Réduction en PVC PN10 75/50
<p>③</p>		<p>3</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 1 T en PVC BCTC 63/50 ○ 2 Réductions en PVC PN10 63/50

Annexe 10: les courbes de performances

Courbes de performances



TM01 3329 2402

Courbes de performances

Pompes immergées
SP 60

