RÉPUBLIQUE DU BÉNIN
Fraternité - Justice - Travail

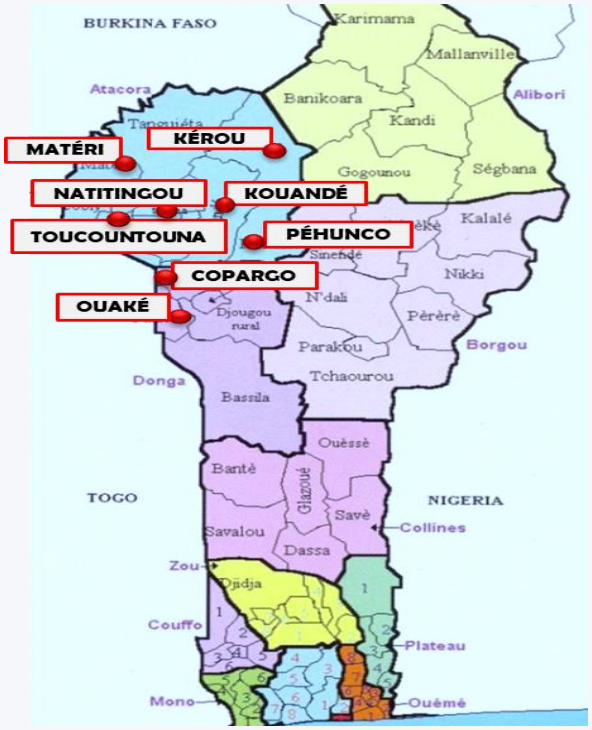
Version définitive

MINISTÈRE
DE L'EAU ET DES MINES
RÉPUBLIQUE DU BÉNIN

SOCIÉTÉ NATIONALE DES EAUX DU BÉNIN (SONEB)

RÉALISATION DES ÉTUDES D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) ET D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ (APD) DU PROJET DE RENFORCEMENT DES SYSTÈMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES VILLES DE KÉROU, KOUANDÉ, MATÉRI, PÉHUNCO, TOUCOUNTOUNA, OUAKÉ, COPARGO, NATITINGOU ET LEURS ENVIRONS

ÉTUDES D'AVANT-PROJET SOMMAIRE ET D'IDENTIFICATION DES DIFFÉRENTES OPTIONS DU PROJET



RAPPORT D'AVANT-PROJET SOMMAIRE

VILLE DE NATITINGOU

GROUPEMENT

ACI 2000
BP 5016
Bamako - Mali
Tél.: +223 20 24 32 34/44 90 00 64
Fax: +223 20 24 15 03/44 90 00 65
E-mail : cira@cira-sas.com
www.cira-sas.com

BUREAU D'ETUDES INGENIEURS CONSEILS

FINANCEMENT : BUDGET NATIONAL (BN)

MAI 2022

RÉPUBLIQUE DU BÉNIN
Fraternité - Justice - Travail

Version définitive

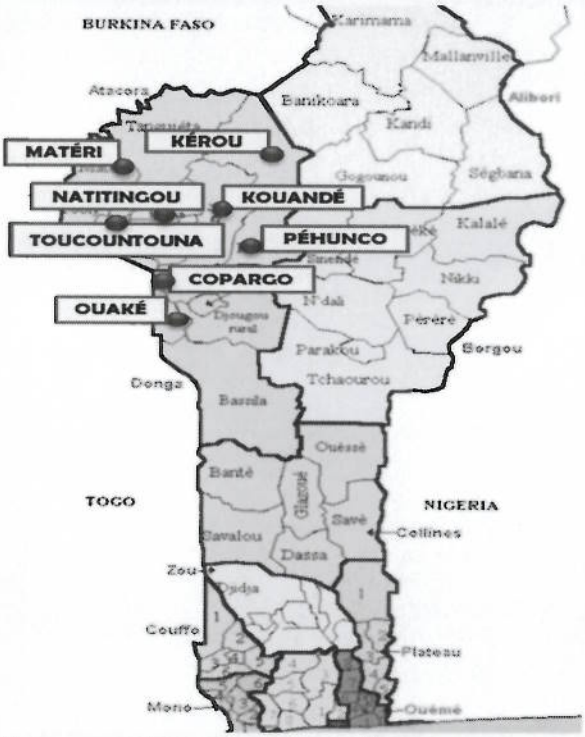
MINISTÈRE
DE L'EAU ET DES MINES

RÉPUBLIQUE DU BÉNIN

SOCIÉTÉ NATIONALE DES EAUX DU BÉNIN (SONEB)

RÉALISATION DES ÉTUDES D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) ET D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ (APD) DU PROJET DE RENFORCEMENT DES SYSTÈMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES VILLES DE KÉROU, KOUANDÉ, MATÉRI, PÉHUNCO, TOUCOUNTOUNA, OUAKÉ, COPARGO, NATITINGOU ET LEURS ENVIRONS

ÉTUDES D'AVANT-PROJET SOMMAIRE ET D'IDENTIFICATION DES DIFFÉRENTES OPTIONS DU PROJET



RAPPORT D'AVANT-PROJET SOMMAIRE

VILLE DE NATITINGOU

B	20/021/PO	Mai 2022	Édition finale	S.T	K.M.S	S.K
Indice	N° Projet	Date	Modifications	Réalisé par :	Revu par :	Approuvé par :

GROUPEMENT

ACI 2000
BP 5016
Bamako - Mali
Tél.: +223 20 24 32 34/44 90 00 64
Fax: +223 20 24 15 03/44 90 00 65
E-mail : cira@cira-sas.com
www.cira-sas.com

HORSE
BUREAU D'ETUDES
INGENIEURS CONSEILS

FINANCEMENT : BUDGET NATIONAL (BN)

MAI 2022

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES TABLEAUX 4

LISTE DES FIGURES 6

LISTE DES PHOTOS 7

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS 8

I. RÉSUMÉ 10

II. INTRODUCTION 22

2.1. CONTEXTE DU PROJET 22

2.2. OBJECTIFS DU PROJET 22

2.3. PHASAGE DE L'ÉTUDE 23

2.4. DONNÉES ADMINISTRATIVES 23

2.5. LIVRABLES À REMETTRE AU CLIENT 23

2.6. CONTENU ET ORGANISATION DU PRÉSENT RAPPORT 24

2.7. PÉRIMÈTRE DE L'ÉTUDE 24

2.8. MÉTHODOLOGIE D'EXÉCUTION DE LA MISSION 25

2.8.1. Réunion de cadrage 26

2.8.2. Visite des sites 26

2.8.3. Proposition de solutions 27

III. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA VILLE DE NATITINGOU ET ÉTAT DES LIEUX DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE 28

3.1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA VILLE DE NATITINGOU 28

3.1.1. Situation géographique 28

3.1.2. Histoire de la création de la ville de Natitingou 29

3.1.3. Découpage administratif de la ville de Natitingou 30

3.1.4. Dynamique de l'occupation de la ville de Natitingou depuis sa création 30

3.1.5. Données climatiques générales 32

3.1.6. Milieu biophysique 33

3.1.7. Données humaines 34

3.1.8. Activités économiques 36

3.2. ÉTAT DES LIEUX DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EAU POTABLE 39

3.2.1. Sources de production d'eau brute 39

3.2.2. Traitement 43
3.2.3. Ouvrages de stockage 48
3.2.4. Réseau d'adduction et de distribution 50
3.2.5. Projet en cours 51
3.2.6. Consommation en eau potable 51
3.2.7. Synthèse 51

IV. ANALYSE DES DONNÉES DE BASE DES ÉTUDES D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ 54

4.1. BESOINS EN EAU 54
4.1.1. Population prise en compte 54
4.1.2. Consommation spécifique en eau potable 55
4.1.3. Coefficients de majoration 55
4.1.4. Besoins en eau estimés 56
4.1.5. Estimation des déficits en eau 56
4.1.6. Avis sur l'estimation des besoins en eau 56
4.2. STRATÉGIE DE RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE 58
4.2.1. Ressources en eau à mobiliser 58
4.2.2. Infrastructures proposées 58
4.2.3. Avis sur la stratégie de renforcement de l'AEP de la ville de Natitingou 59
4.3. SYNTHÈSE DE L'ANALYSE DES DONNÉES DE BASE 59

V. MISE À JOUR DES DONNÉES DE BASE 61

5.1. ESTIMATION DES BESOINS 61
5.1.1. Populations prises en compte 61
5.1.2. Coefficients de majoration 61
5.1.3. Estimation des besoins en eau 61
5.1.4. Bilan ressources / besoins 62
5.2. DONNÉES HYDROLOGIQUES 62
5.2.1. Démarche méthodologique 62
5.2.2. Retenues d'eau existantes autour de Natitingou 63

VI. ÉTUDE DES OPTIONS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE 69

6.1. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU BRUTE 69
6.2. OPTIONS DE PRODUCTION ET DE TRAITEMENT 69

6.2.1. Option 1 : eaux de surface avec station compacte 69
6.2.2. Option 2 : eaux de surface avec station de traitement en béton armé 75
6.3. COMPARAISON DES VARIANTES DE TRAITEMENT 84
6.3.1. Récapitulatif 84
6.3.2. Option 1 : Production d'eaux brutes à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet par station compacte 84
6.3.3. Option 2: Production d'eaux brutes à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet par station en béton armé 85
6.4. COMPARAISON ET PROPOSITION D'UNE VARIANTE DE PRODUCTION ET DE TRAITEMENT 86
6.4.1. Définition des critères de comparaison 86
6.4.2. Analyse des variantes par rapport aux critères 86
6.4.3. Proposition d'une variante de traitement à retenir 88
6.5. PROPOSITION D'EXTENSION ET DE RESTRUCTRATION DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION 88
6.5.1. Zones d'extension 88
6.5.2. Restructuration du réseau de distribution 89
6.5.3. Télégestion 91
6.5.4. Composition du système d'alimentation en eau potable proposé 95
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 97
ANNEXES : DÉTAILS DU CALCUL DES DÉBITS 98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Personne rencontrées 27

Tableau 2 : Découpage administratif de la ville de Natitingou 30

Tableau 3 : Répartition de la population de la commune de Natitingou par sexe et par arrondissement 34

Tableau 4 : Matrice des bas-fonds et de leur superficie dans la commune de Natitingou 37

Tableau 5 : Caractéristiques des pompes des forages existants 43

Tableau 6 : Caractéristiques des équipements de la prise d'eaux de surface 43

Tableau 7 : Volumes d'eau consommée de 2016 à 2020 51

Tableau 8 : Populations considérées dans l'APD de 2018 54

Tableau 9 : Populations aux différents horizons considérés 55

Tableau 10 : Synthèse de l'analyse des données de base de l'APD de 2018 60

Tableau 11 : Populations aux différents horizons 61

Tableau 12 : Estimation des besoins en eau pour différents horizons 61

Tableau 13 : Capacités de la station de traitement aux différents horizons 62

Tableau 14 : Caractéristiques des retenues d'eau de Natitingou 63

Tableau 15 : Caractéristique du bassin versant du barrage de Djougou 65

Tableau 16 : Estimation des volumes ruisselés et de la crue décennale du bassin versant de Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou 66

Tableau 17 : Caractéristique du bassin versant du barrage de Yeripao 67

Tableau 18 : Estimation des volumes ruisselés et de la crue décennale du bassin versant du barrage de Yeripao 68

Tableau 19 : Capacités de la station de traitement aux différents horizons 69

Tableau 20 : Débit des pompes doseuses pour la chloration : option 1 72

Tableau 21 : Débit des pompes doseuses de sulfate d'alumine : option 1 72

Tableau 22 : Débit des pompes doseuses de charbon actif : option 1 73

Tableau 23 : Débit des pompes doseuses de lait de chaux : option 1 73

Tableau 24 : Quantité de polymère : option 1 74

Tableau 25 : Prédimensionnement des ouvrages et équipements de pré-oxydation et de correction du pH : option 2 76

Tableau 26 : Dimensions utiles de la chambre de mélange rapide : option 2 77

Tableau 27 : Dimensions utiles de la chambre de mélange rapide : option 2 77

Tableau 28 : Dimensions utiles des chambres de coagulation/floculation : option 2 78

Tableau 29 : Dimensionnement des ouvrages et équipements de coagulation/floculation : option 2 79

Tableau 30 : Dimensionnement du décanteur : option 2 80

Tableau 31 : Dimensionnement des filtres : option 2 82

Tableau 32 : Dimensionnement des ouvrages et équipements de désinfection : option 2 83

Tableau 33 : Dimensionnement des ouvrages et équipements pour la neutralisation : option 2 ... 83

Tableau 34 : Coûts estimatifs des trois variantes de traitement 87

Tableau 35 : Avantages et inconvénients des options de traitement 87

Tableau 36 : Comparaison des variantes de production d'eau brute et de traitement 88

Tableau 37 : Récapitulatif du système d'AEP proposé 96

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation des villes du projet 25

Figure 2 : Situation géographique de la ville de Natitingou 29

Figure 3 : Évolution de la population de de la ville de Natitingou de 1992 à 2013 et estimation à l'horizon 2035..... 35

Figure 4 : Zones couvertes par le réseau d'AEP existant 53

Figure 5 : Bassin versant du cours d'eau Thiatiko 65

Figure 6 : Bassin versant du cours d'eau Yéripao 67

Figure 7 : Carte topographique de la ville de Natitingou 90

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Production agricole dans la ville de Natitingou 36
Photo 2 : Vue du cours d'eau de Tiatiko 40
Photo 3 : Vue du forage FN1.bis 41
Photo 4 : Vue du forage FN3 41
Photo 5 : Vue du forage FN7 41
Photo 6 : Vue du forage FN8 41
Photo 7 : Vue du forage FN10 42
Photo 8 : Vue du forage FN12 42
Photo 9 : Vue du forage FPT 42
Photo 10 : Vue de l'unité de traitement classique 44
Photo 11 : Vasque d'arrivée d'eaux brutes 44
Photo 12 : Floculateur à chicane 45
Photo 13 : Décanteurs de la station classique 45
Photo 14 : Vue d'un des filtres à sable 45
Photo 15 : Vue de l'unité de traitement compacte 46
Photo 16 : Réservoirs de stockage de l'eau traitée de la station de Koufarga 47
Photo 17 : Vue de la tour de dégazage et du saturateur 48
Photo 18 : Vue du réservoir de stockage de l'eau de l'usine de Winké 48
Photo 19 : Vue des ouvrages la station de reprise de Froyenkré 49
Photo 20 : Vue du réservoir au sol de Froyenkré 50
Photo 21 : Vue du réservoir au sol de 200 m^3 de Dassagaté 50
Photo 22 : Vue du réservoir au sol de 160 m^3 de Dassagaté 50
Photo 23 : Point de prélèvement d'eau de la SONEB au niveau du cours d'eau Thiatiko 64
Photo 24 : Seuil déversant sur la rivière Thiatiko 64

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AEP	:	Approvisionnement en Eau Potable
APD	:	Avant-Projet Détaillé
APS	:	Avant-Projet Sommaire
BF	:	Borne Fontaine
BP	:	Branchement Particulier
CIRA	:	Conseil Ingénierie et Recherche Appliquée
Cph	:	Coefficient de pointe horaire
Cpj	:	Coefficient de pointe journalière
Cps	:	Coefficient de pointe saisonnière
CSA	:	Centre de Santé d'Arrondissement (CSA)
CSC	:	Centre de Santé Communal (CSC)
CSC	:	Centre de Santé Confessionnel et Clinique
CTAF	:	Cellule Technique d'Aménagement des Forêt
CTB	:	Coopération Technique Belge
DAO	:	Dossier d'Appel d'Offres
DGEau	:	Direction Générale de l'Eau
DGR	:	Direction du Génie Rural
DI	:	Dispensaire Isolé (DI)
DE	:	Diamètre extérieur
EIES	:	Étude d'Impact Environnemental et Social
GPS	:	Global Positioning System
HMT	:	Hauteur Manométrique Totale
IGN	:	Institut Géographique National
KVA	:	Kilovoltampère
l/hab/j	:	Libre par habitant par jour
MI	:	Maternité Isolée (MI
NASA	:	National Aeronautics and Space Administration
OMD	:	Objectifs du Millénaire pour le Développement
OMS	:	Organisation Mondiale de la Santé
PAG	:	Programme d'Actions du Gouvernement
PAPF	:	Programme d'Aménagement Participatif des Forêts
PEHD	:	Poly-Éthylène Haute Densité
PEHD	:	Polyéthylène haute densité
PH	:	Potentiel Hydrogène

PMI	:	Petit et Moyenne Industrie
ProCGRN	:	Programme de Conservation et de Gestion des Ressources Naturelles
PVC	:	Polychlorure de Vinyle
RGPH4	:	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
RGPHE	:	Recensement Général de la Population, de l'Habitat et de l'Élevage
SBEE	:	Société Béninoise d'Énergie Électrique
SCDA	:	Secteur Communal de Développement Agricole
SDAC	:	Schéma Directeur d'Assainissement Communal
SONEB	:	Société Nationale des Eaux du Bénin
SONES	:	Société Nationale des Eaux du Sénégal
TdR	:	Termes de Référence
TN	:	Terrain Naturel
UCComCVPC	:	Union Communale des Coopératives Villageoises des Producteurs de Coton
UCCoopMa	:	Union Communale des Coopératives de Producteurs Maraîchers
UCCPA	:	Union Communale des Coopératives de Producteurs
UCCPR	:	Union Communale des Coopératives de Producteurs de Riz
USB	:	Universal Serial Bus

I. RÉSUMÉ

❒ SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EXISTANT

Le système d'AEP de la ville de Natitingou est constitué de deux stations de traitement : la grande station de Koufarga et celle intermédiaire de Winké.

Kofarga est approvisionnée par des eaux de surface et Winké par des eaux souterraines. Ces deux stations partagent en commun le réseau et les trois réservoirs d'équilibre de la ville via la station de reprise de Froyenkrey.

❑ Sources de production d'eau brute

La ville de Natitingou est alimentée en eau potable à partir de deux sources d'eau brute :

- Eaux de surface ;
- Eaux souterraines.

❖ Eaux de surface

Une prise d'eau de surface est construite sur le cours d'eau Tiatiko. Cette retenue réalisée depuis 2011 est régulièrement draguée pour enlever la boue. Pendant les pluies, l'eau déborde jusqu'à entrer dans la station de pompage. Les eaux brutes passent dans un regard équipé d'un dégrilleur pour arriver dans la bâche enterrée au-dessus de laquelle est aménagée une salle des pompes, composée de :

- 02 pompes de surface avec pour chacune : Q = 45 m^3/h, HMT = 79,6 m et P = 15 KW ;
- 01 pompe immergée de débit Q = 45 m^3/h, HMT = 59,6 m et P = 11 KW.

Le niveau d'eau dans la bâche doit être de 80 cm pour que les pompes puissent aspirer les eaux brutes. Les colonnes d'aspiration des pompes sont en fonte DE 80 mm. En fonctionnement, deux pompes sont mises en marche pour refouler ensemble 60 m^3/h des eaux brutes vers la station de traitement de Koufarga via une conduite DE 225 mm en PEHD. Le cours d'eau assure 60 % de la production d'eau de la ville. La photo suivante donne une vue du cours d'eau.

❖ Eaux souterraines

Les eaux souterraines utilisées proviennent de sept (07) forages localisés de part et d'autre de la ville. Les caractéristiques des pompes des forages sont données dans le tableau suivant :

Forages	Année de réalisation	Pompes immergées		
		Débit actuel (m^3/h)	HMT (m)	Puissance (KW)
FN1.Bis	1986	17	106	7.5
FN3	1986	5	74	2.2
FN7	1986	7	64	3.2
FN8	1986	4	86	2.2
FN10	1986	5	64	1.1
FN12	1986	3	129	2.2
FPT	2007	8	86	2.2

Aucun problème n'est noté sur les forages FN7, FN8, FN10 et FN12 de même que sur leurs équipements. Cependant, sur les autres forages, on note les problèmes suivants :

- FN1.Bis : la ventouse est en mauvais état à cause des fuites ;
- FPT : des fuites ont observées sur la ventouse ;
- FN3 : la pompe est en panne. D'après le responsable de l'usine d'eau intermédiaire de Winké, la pompe sera remplacée dans les jours à venir.

❑ Traitement

❖ Eaux de surface

La station de traitement des eaux de surface de Koufarga est constituée de deux unités de traitement

- Une unité de traitement classique de capacité 40 m^3/h ;
- Une unité de traitement compacte de capacité 50 m^3/h.

Les eaux brutes arrivent à la station à travers une conduite DE 225 mm en PEHD qui est réduite d'abord en fonte DE 150 mm, puis en fonte DE 100 mm au niveau du regard qui envoie une partie des eaux vers l'unité de traitement classique avec une conduite DE 80 mm en fonte et l'autre partie vers l'unité de traitement compacte.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des équipements de la prise d'eaux de surface.

Désignation	Quantité	Date de mise en œuvre	État actuel	Caractéristiques	Observations
Pompes					
Pompe immergée	1	Mai-21	Bon	46m^3/h - Hmt : 47m-15KW	RAS
Pompe de surface	2	01er/08/2011	Bon	45m^3/h - Hmt : 79,6m-15KW	RAS
Instruments					
Manomètre	1	2011	Fonctionnel	16bars	RAS
Débitmètre	1		2011		RAS
Commandes					
Armoire de commande pompe	1	2011	Fonctionnelle		Nécessite une maintenance globale
Circuit inverseur	1	2011	Fonctionnel		RAS
Source d'alimentation en électricité					
Groupe électrogène	1	2020	Fonctionnel	LEPRON 44kva	RAS
Compteur SBEE	1	Indisponible	Fonctionnel	Transformateur haut de poteau :50Kva	RAS
Protection					
Prise de terre	1		Fonctionnelle		RAS
Paratonnerre	1		Fonctionnel	Franklin	RAS

➢ Unité de traitement classique

Elle a une capacité de 40 m^3/h et est constituée de :

- Une vasque d'arrivée d'eau brute de (1,4 m x 1,4 m) qui assure le dégazage ;

- Un floculateur à chicane de (6,5 m x 1,2 m) : 7 chicanes espacées de 25 cm et 10 chicanes espacées de 35 cm ;
- Deux décanteurs de (8,5 m x 2,5 m) chacun dont 2,1 m de longueur lamellisée ;
- Trois filtres à sable cylindriques.

Une injection de chaux et de sulfate d'alumine est effectuée directement sur la conduite d'eau brute DE 80 mm avant le dégazage.

La préparation et l'injection de ces réactifs sont assurées par :

- Un (01) bac de 1 000 l avec une pompe doseuse de 143 l/h à 10 bars pour la chaux ;
- Deux (02) bacs de 500 l chacun fonctionnant de manière alternative pour le sulfate d'alumine.

L'un des bacs est équipé d'une pompe doseuse de 46 l/h, l'autre pompe doseuse est défectueuse.

Les filtres sont lavés uniquement à l'eau car le surpresseur d'air de lavage des filtres est en panne. Pour décolmater les filtres, une personne entre dans le filtre pour enlever manuellement le sable.

Aussi pour enlever la boue au niveau des décanteurs, un racleur manuel est utilisé. Les lamelles sont colmatées.

➢ **Unité de traitement compacte**

Elle a une capacité de 50 m^3/h et est composée de :

- Deux (02) floculateurs ;
- Deux (02) décanteurs lamellaires ;
- Deux (02) filtres.

Une injection de chaux et de sulfate d'alumine est effectuée directement sur la conduite d'eau brute.

La préparation et l'injection de ces réactifs sont assurées par :

- Un (01) bac de 500 l avec une pompe doseuse et un agitateur pour la chaux ;
- Un (01) bac de 500 l pour le sulfate d'alumine.

Aucun problème n'est noté sur les équipements de l'unité de traitement compacte.

NB : La chloration pour les deux unités de traitement est faite avec trois (03) bacs de 300 l chacun (02 en service et 01 en attente) avec 02 agitateurs et 02 pompes doseuses.

Les eaux traitées sont ensuite stockées dans deux (02) réservoirs de volumes 100 m^3 et 50 m^3 avant leur refoulement à travers une conduite DE 160 mm en PVC.

Le refoulement des eaux traitées est assuré par deux pompes de surface de :

- Débit 30 m^3/h avec une HMT de 92 m ;
- Débit de 45 m^3/h avec une HMT de 80 m.

❖ **Eaux souterraines**

Les eaux brutes des forages sont traitées à l'usine d'eau intermédiaire de Winké composée de/d':

- Une tour de dégazage ;

- Un saturateur ;
- Un réservoir de 200 m^3 ;
- Une salle de reprise des eaux traitées comprenant deux (02) pompes de surface de débit 45 m^3/h avec une HMT de 69 m chacune ;
- Un poste de désinfection à l'hypochlorite de calcium avec un bac de 300 l et une pompe doseuse de 10 l/h à 16 bars.

La tour de dégazage et le saturateur étant non fonctionnels, les eaux brutes sont envoyées directement vers le réservoir d'eau. L'injection de chlore est faite directement sur la conduite de refoulement d'eaux traitées DE 160 mm PVC.

❖ **Ouvrages de stockage**

Les eaux traitées sont refoulées directement dans le réseau de distribution. Une station de reprise située au quartier Froyenkré alimente la zone haute. Cette station est alimentée par les deux (02) stations de traitement. Elle comprend un réservoir au sol de 50 m^3 et deux pompes de 5,8 m^3/h à 76 m de 2,2 KW avec une armoire de commande.

À saturation du réseau de distribution, l'eau est acheminée vers trois (03) réservoirs au sol de :

- 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré ;
- 200 m^3 et 160 m^3 localisés dans le quartier de Dassagaté.

❖ **Réseau d'adduction et de distribution**

Le réseau d'adduction et de distribution compte environ 50 km de conduites en PEHD DE 225 mm et PVC DE 160 mm à DE 63 mm.

❑ **<u>Synthèse</u>**

De manière synthétique, il est à noter que la ville de Natitingou est alimentée eau potable par deux sources pour un débit total de 139 m^3/h :

- Une eau de surface avec une prise d'eau brute sur le cours d'eau Tiatiko réalisée depuis 2011 est régulièrement draguée pour enlever la boue. Les eaux de surface sont traitées au niveau de deux stations de traitement : une station classique de capacité 40 m^3/h et une station compacte de capacité 50 m^3/h soit une capacité totale de **90 m^3/h** ;
- Des eaux souterraines à partir de sept (7) forages de capacité totale **49 m^3/h**. Les eaux souterraines sont traitées au niveau d'une station de traitement simple.

Les eaux traitées sont refoulées directement dans le réseau de distribution. Trois (03) réservoirs au sol de 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré, de 200 m^3 et 160 m^3 localisés dans le quartier de Dassagaté sont prévus pour recevoir le surplus d'eau du réseau de distribution. D'après les responsables de la SONEB, les réservoirs ne sont jamais remplis puisqu'il n'y a jamais de surplus dans le réseau.

❖ **Projet en cours**

Dans le cadre du projet FASEP (innovation verte), une station de traitement de capacité 50 m^3/h sera réalisée dans la ville. La source d'eau brute sera la rivière Tiatiko. Lors des séances de présentation des versions provisoires des rapports, ce projet a été considéré comme très avancé. Cette capacité de traitement sera ainsi considérée comme acquise pour la suite du projet.

❒ ANALYSE DES DONNÉES DE BASE DES ÉTUDES D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ

❖ Population

Les études d'APD pour la ville de Natitingou couvrent les arrondissement Natitingou1, Natitingou2, Natitingou 3 et Natitingou 4 qui constituent la partie urbaine et péri-urbaine de la ville. Le taux d'accroissement de la population utilisée dans le cadre des études d'APD n'a pas été indiqué et l'annexe 2 donnant les calculs détaillés n'est pas été joint au rapport reçu. En utilisant les taux de croissance de 3.21 % par an indiqué dans le Plan de Développement communal de Natitingou et celui de 3.06 % donné pour le département de l'Atacora par le RGPH4, le tableau suivant donne les populations aux différentes horizons considérées.

Horizons	2013	2018	2021	2026	2030	2035
Populations considérées dans l'étude d'APD de 2018	53 284	61 173	66 457	76 297	85 208	97 824
Population estimée avec un taux de croissance de 3.21 % (PDC)	53 284	62 403	68 607	80 349	91 173	106 777
Population estimée avec taux de croissance de 3.06 % (RGPH4 pour l'Atacora)	53 284	61 951	67 814	78 844	88 947	103 414

Les résultats sont différents. Cependant, les différences sont relativement faibles (maximum de 3 %). Cette différence provient du taux de croissance de la population utilisée. Les déductions faites permettent de constater que le taux de croissance utilisé dans le cadre des études d'APD de 2018 est de 2.80 % contre 3.21 % donné par le PDC et 3.06 % indiqué dans le RGPH4 pour le département de l'Atacora.

Les populations données par le taux de croissance du RGPH4 sont considérées pour la suite du projet.

❖ Facteurs déterminants de la demande en eau

➢ Consommations spécifiques

La consommation spécifique domestique considérée dans l'étude de 2018 est de 43 l/hab/j. Cette consommation spécifique rentre dans la fourchette des valeurs généralement admise pour les villes secondaires en Afrique (entre 35 qui est une valeur minimale préconisée par l'OMS et 60 l/hab/j qui est généralement utilisée dans des projets d'alimentation en eau potable). Cependant, sur la base des observations de la SONEB sur la version provisoire du rapport, il sera considéré une consommation spécifique de 45 l/hab/j pour l'année 2025 avec une projection à faire pour les autres années comme suit :

- 2030 : 50 l/hab/j
- 2035 : 55 l/hab/j.

➢ Coefficients de majoration retenus

Pour les besoins en eau du projet, les propositions suivantes sont faites en ce qui concerne les coefficients de majoration à appliquer :

- Rendement du réseau de distribution : 85% ;

- Pertes de production: 5%;
- Coefficient de pointe saisonnière : 1.10 ;
- Coefficient de pointe journalière : 1.10.

Par ailleurs le temps de fonctionnement des ouvrages de production et de traitement d'eau brute par jour est de 22 heures.

❖ **Besoins en eau et bilan**

Les résultats des calculs de débits sont synthétisés dans le tableau suivant pour les horizons 2025, 2030 et 2035. Les calculs détaillés ainsi que les formules de calcul sont donnés en annexes (annexe 1).

Années	Population	Besoins nets journaliers Qj (m3/j)	Besoins journaliers (m3/j) y/c pertes distribution Qd	Besoins journaliers (m3/j) y/c de production Qp	Débit moyen horaire eau brute à traiter (m3/h) Qb
2025	76 503	4 166	4 790	5 030	229
2030	88 947	5 381	6 188	6 498	295
2035	103 414	6 882	7 915	8 310	378

La capacité de production et traitement actuelle est de 139 m3/h. En considérant cette production, le déficit de production sera de **90 m^3/ h en 2025**. Elle augmentera jusqu'à **239 m^3/h** en 2035 en passant par **156 m^3/h** en 2030 avec les hypothèses considérées et pour une couverture à 100% des besoins.

On considérera les chiffres arrondis suivants pour la suite du projet pour les besoins à combler :

- 2025 : 90 m^3/h ;
- 2030 : 160 m^3/h ;
- 2035 : 240 m^3/h.

❒ DONNÉES HYDROLOGIQUES

Dans la commune de Natitingou, il a été dénombré au total quatre (04) retenues d'eau. Seules celles de l'arrondissement de Perma sont un peu plus grandes. Malheureusement, elles sont au-delà de 20 km de Natitingou centre. La plus proche de la ville de Natitingou est la retenue de Ouroubonna (Tiatiko) située à environ 3,7 km de la ville. Elle est déjà sous exploitation par la SONEB pour l'alimentation en eau potable de Natitingou. En réalité c'est une retenue concentrée au niveau du lit large de 6 m environ sur plus de 2 Km. Il faut noter que c'est la plus ancienne des retenues de la commune car elle a été réalisée en 1967 (DGR et DGEau, 2019). La seconde retenue proche de la ville est à moins de 15 km (Retenue de Pouya). Elle présente des signes de dégradation. Le Tableau suivant présente quelques caractéristiques des retenues d'eau de la commune de Natitingou. Le positionnement des coordonnées géographiques de ces retenues montre que les deux retenues proches de la ville dans le prolongement d'un même cours d'eau et se retrouvent dans le même bassin versant. En dehors de la retenue de Ouroubonna (Tiatiko) qui est orientée vers la consommation, les autres ouvrages sont destinés aux activités hydroagricoles (DGR et DGEau, 2019).

Arrondissements	Nom Retenue d'Eau	XPR	YPR	Distance au chef-lieu (Km)
KOTOPOUNGA	RE de POUYA	334493	1140416	12,10
KOUABA	RE de KOUKOUABIRGOU	303869	1134572	19,2
NATITINGOU II	**RE de OUROUBONNA(Tiatiko)**	**326345**	**1139571**	**3,7**
PERMA	RE de TEPENTE	336833	1117060	1 km de Perma et 21, 7 km de Natitingou centre
PERMA	RE de PERMA CENTRE	329463	1119282	7,6 km de Perma et 25 km de Natitingou centre

Le bassin versant du cours d'eau Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou a une superficie de 203,42 km^2. Ce bassin versant est alimenté par un réseau hydrographique assez important. Le débit moyen décennal du bassin versant au droit du barrage de Thiatiko est de 16,5 m^3/s et est largement suffisant pour l'alimentation en eau potable de la ville.

❒ OPTIONS DE PRODUCTION ET DE TRAITEMENT

Pour la production et le traitement des eaux, les débits des forages étant très faibles, la production d'eau brute par eau de surface est retenue. Sur cette base, deux options sont retenues.

- **Option 1** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec deux filières indépendantes d'une station de type compacte : 2 x 100 m^3/h avec :
  - **Prise d'eau :** Chaque filière comprendra une prise sous forme d'une structure métallique sur poteaux métalliques équipée de deux pompes immergées de capacité 100 m^3/h dont une de secours ;
  - **Refoulement d'eau brute :** Pour garantir une vitesse comprise entre 1.50 m/s et 2.00 m/s, le refoulement sera de diamètre 150 mm en Fonte.
  - **Traitement : 2 x 100 m^3/h.**
    - 01 floculateur/coagulateur/ sous forme de conteneur de dimension 12 m de longueur sur 2.40 m de largeur pour une hauteur de 2.50m. Il est subdivisé en quatre compartiments :
      - Un compartiment de 0.8 m^3 ;
      - Un compartiment de 10 m^3 ;
      - Une chambre de floculation par décantation lamellaire de 30 m^3 ;
      - Un compartiment de transfert de 6,5 m^3 équipé d'une vanne manuelle vidange.
    - 01 poste de filtration : deux (02) filtres à sable d'un volume de 21 m^3 chacun ;
    - 01 local technique : conteneur de 40 pieds en deux compartiments.
      - Compartiment 1 : il abrite les unités de chloration, de préparation et d'injection de sulfate d'alumine, de préparation de charbon actif et de préparation et d'injection de lait de chaux ;
      - Compartiment 2 : Un surpresseur d'air, les pompes de transfert d'eau décantée vers les filtres, l'armoire électrique de commande.
    - 01 bassin tampon : 50 m^3 en PRV ;
    - 01 bâche à eau de capacité 200 m^3 en PRV ;
    - 02 Lits de séchage des boues de 5.00 m x 5.00 m.

- **Option 2** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec une station en béton armé : Une station de capacité 200 m^3/h en deux filières parallèles avec :
  - **Prise d'eau :** Une prise unique sous forme d'une structure métallique sur poteaux métalliques équipée de deux pompes immergées de capacité 200 m^3/h dont une de secours ;
  - **Refoulement d'eau brute :** Pour garantir une vitesse comprise entre 1.50 m/s et 2.00 m/s, le refoulement sera de diamètre 250 mm en Fonte.
  - **Traitement : 2 x 100 m^3/h**
    - Deux (02) chambres de mélange rapide avec chacune **2.00 m x 2.00 m pour une profondeur de 1.50 m** équipée chacune d'un agitateur rapide ;
    - Deux (02) chambres de coagulation /floculation de dimensions unitaires **3.00 m x 3.00 m** pour une profondeur de **2.30 m**. Elles seront équipées chacune d'un agitateur lent ;
    - Deux (02) lignes de décantation de dimensions unitaires 5.00 m x 2.50 m pour une hauteur totale de 4.00 m. Sur leurs parties aval, sur 2.00 m de longueur, les décanteurs seront couverts ;
    - Quatre filtres à sable de superficie unitaire 12 m^2 (6.00 m x 2.00m) soit deux (02) par décanteur ;
    - Un réservoir d'eau traitée dans lequel, les opérations de désinfection vont être effectuées. Elle est conçue pour une autonomie de 1.00 heure soit un volume de **200 m^3 (10.00 m x 10.00 m)** pour **2.00 m** de profondeur ;
    - Deux lits de séchage de 6.00 m x 6.00 m ;
    - Une salle des machines abritant les pompes de refoulement des eaux traitées. Elle sera réalisée au-dessus de la bâche d'eau traitée avec une toiture qui surplombera également les filtres ;
    - Un local technique comprenant une salle de contrôle, un magasin de conservation des réactifs et où seront installées les pompes doseuses et les bacs des réactifs ainsi qu'un magasin de stockage des pièces de rechange.

En prenant en compte les critères définis plus haut, le tableau suivant donne un récapitulatif des avantages et inconvénients pour chaque option.

Options	Avantages	Inconvénients
Option 1	Permet de sécuriser l'alimentation avec une eau de surface dans une zone pluvieuse Coût d'investissement moins élevés Possibilité de réalisation en deux filières indépendantes Donne plus de flexibilité dans la réalisation	Risque de pénurie d'eau en cas de sécheresse prolongée
Option 2	Permet de sécuriser l'alimentation avec une eau de surface dans une zone pluvieuse Donne plus de sécurité pour l'alimentation en eau potable de la ville sur le long et moyen terme Modèle de gestion déjà connu car une station du même type, existe déjà dans la ville.	Risque de pénurie d'eau en cas de sécheresse prolongée Coût de revenu de l'eau légèrement plus élevé Coût d'investissement légèrement plus élevé

La comparaison multicritère permet de constater que l'option 1 est théoriquement la moins avantageuse même elle présente des coûts d'investissement moins élevés (ce qui est un atout

important). Son handicap majeur est que la station est réalisée en deux tranches ce qui constitue un risque notamment dans la mobilisation des ressources financières pour la phase suivante du projet. Cependant, pour des raisons d'harmonisation des types de stations avec les autres villes, il est proposé de retenir l'option 1 pour la suite du projet, les deux filières pouvant être réalisés en même temps pour éviter le risque lié à la mobilisation des financements sur un intervalle de 5 ans.

❒ SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU PROPOSE

❖ Zones d'extension

Les zones d'extension du réseau de distribution concernent les parties de la ville non desservies par le réseau de distribution. Elles concernent principalement les quartiers suivants :

- Au Nord : Bongomou, Sossounan 1, Soussounan 2 et Pabaté et alentours ;
- Au Sud : Yimproma, Ourbouga, Koukoukou et Kounanyingou et alentours ;
- À l'Est : Kantaborifa 1, 2 et 3 et environs ;
- À l'Ouest : Tédokéyanté, Bagri et Tchirimina et environs.

❖ Restructuration du réseau de distribution

L'analyse de la carte topographique de la ville permet de constater que la ville est limitée dans sa partie Ouest par une montagne dont la cote atteint 560 m alors que cette cote atteint 460 m dans la partie centrale de la ville. Dans un axe Est Ouest, la ville se comporte comme une cuvette bordée par deux montagnes dont celle à l'Ouest est plus élevée.

La configuration actuelle du réseau de distribution de la ville les refoulements au niveau à partir des stations de traitement se fait directement sur le réseau. Les réservoirs sont ainsi remplis par trop plein.

Ce type de fonctionnement pose de sérieux problèmes notamment :

- la non maîtrise du fonctionnement des pompes en particulier le nombre de déclenchements par heure ;
- la rupture de distribution de l'eau en cas de problème sur le refoulement ;
- la modification du point de fonctionnement des pompes des forages au fur et à mesure que des branchements seront effectués sur les conduites de refoulement du fait des pertes de charges singulières ainsi générées ;
- Des risques de pénurie d'eau au niveau des zones les plus hautes pendant les périodes de fortes consommations.

Pour un fonctionnement optimal et une meilleure gestion du réseau, une restructuration est proposée. Elle consistera à :

- Un refoulement direct vers les deux réservoirs de Dassagaté à partir des réservoirs de la station de traitement de Winké (qui traite les eaux des forages existants). Les 7 forages alimenteront désormais, à partir des forages, seulement les quartiers situés autour de Dassagaté ;
- Un refoulement direct à partir de la station de traitement d'eau de surface (nouvelle et ancienne lignes) vers le nouveau réservoir. Le nouveau réservoir alimentera le reste de la ville. Sa position

sera telle que la station de reprise de Froyenkré puisse être éliminée. Le réservoir de 25 m^3 de Froyenkré peut être maintenu. Elle pourra être remplie gravitairement à partir du nouveau réservoir.

Par ailleurs, la capacité de stockage existant dans la ville de Natitingou est de 385 m^3. Pour des besoins totaux à l'horizon de 6 900 m^3, cette capacité est très faible car ne représente que 6.00% des besoins contre un stockage nécessaire compris entre 20% et 50%. L'étude de 2018 avait proposé un château de 1 000 m^3 ce qui donne une capacité de stockage total de 1 385 m^3 ce qui représente 23% des besoins. Cette capacité de stockage est acceptable. Il est ainsi proposé de maintenir cette capacité de stockage. Par ailleurs, aux vues de la configuration du terrain naturel, il est proposé un réservoir au sol à la place d'un château d'eau. Le réservoir au sol sera placé à l'Ouest de la ville au niveau de la montagne afin qu'il puisse desservir toute la ville avec des pressions suffisantes.

❖ **Composition du système d'alimentation en eau potable proposé**

Le système d'alimentation en eau potable sera constitué de/d':

- **La prise actuelle d'eaux brutes avec :**
  - 02 pompes de surface avec pour chacune : Q = 45 m3/h, HMT = 79,6 m ;
  - 01 pompe immergée de débit Q = 45 m3/h, HMT = 59,6 m.
  - En fonctionnement, deux pompes sont mises en marche pour refouler ensemble 60 m^3/h des eaux brutes vers la station de traitement de Koufarga via une conduite DE 225 mm en PEHD.
- **07 forages existants ;**
- **Une station de traitement existante comprenant :**
  - Une unité de traitement classique de capacité 40 m3/h ;
  - Une unité de traitement compacte de capacité 50 m3/h ;
  - Deux (02) réservoirs de volumes 100 m3 et 50 m3 qui seront connectés au nouveau réservoir.
- **Une station en cours de capacité 50 m3/h**
- **Une nouvelle station de traitement de capacité 2 x 100 m^3/h**
  - Deux unités de traitement compacte de capacité chacune 100 m3/h;
  - Un nouveau réservoir de 200 m3 pour les deux filières (2 x 10.00 m x 10.00 m x 2.00 m) ;
  - Deux pompes de 200 m3/h chacune installée dans une configuration (1+1) et qui refoulement vers le nouveau réservoir au sol ;
  - Une conduite de refoulement DE 300 mm en fonte.
- **Quatre réservoirs existants**
  - Un réservoir de capacité 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré ;
  - Un réservoir de capacité 200 m^3 localisé dans le quartier de Dassagaté.
  - Un autre réservoir de capacité 160 m^3 localisé également dans le quartier de Dassagaté.
  - un réservoir au sol de 50 m^3 à Froyenkré.

- **Un nouveau réservoir de capacité 1 000 m³ prévu au niveau de la montagne à l'Ouest de la ville.**

❖ Synthèse

Les différents ouvrages et équipements proposés sont récapitulés dans le tableau suivant.

Désignations	Infrastructures
Production d'eau brute	♦ Les 07 forages existants ♦ Un captage sur la rivière Tiatiko avec une station de pompage équipée de deux pompes de capacité chacune 240 m³/h installées en 1+1. ♦ Une conduite de refoulement DE 250 mm en Fonte sur 1 950 ml.
Traitement	➢ **Les deux stations de traitement existantes** ➢ **Deux stations compactes de capacité chacune 100 m³/h et comprenant :** ❒ **Floculateur/coagulateur/ Décanteur** ♦ Un compartiment de 0.8 m³ avec injection de d'hypochlorite de calcium ♦ Un compartiment de 10 m³ équipé d'un agitateur lent ♦ Une chambre de floculation par décantation lamellaire de 30 m³. ♦ Un compartiment de transfert de 6,5 m³ équipé d'une vanne manuelle vidange. ❒ **Poste de filtration :** deux filtres à sable d'un volume de 21 m³ chacun ❒ **Local technique :** Un conteneur de 40 pieds en deux compartiments comprenant ➢ **<u>Compartiment 1 :</u>** ♦ **Une unité de chloration** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation et d'injection de sulfate d'alumine** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation de charbon actif** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation et d'injection de lait de chaux** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) et un saturateur à eau de chaux ♦ Un poste de préparation de polymère ➢ **<u>Compartiment 2</u>** ♦ **Un surpresseur d'air** à utiliser lors de la phase de lavage/rinçage d'un filtre en envoyant de l'air à contre-courant afin d'évacuer les particules retenues par le sable filtrant ; ♦ **Des pompes de transfert d'eau décantée vers les filtres qui servent également au lavage des mêmes filtres** : Elles sont au nombre de 4. Elles assurent le transfert des eaux décantées à travers les filtres (deux groupes par filtre, dont un groupe en secours). Dans un sens elles permettent d'alimenter les filtres en eau à traiter. Dans l'autre sens, elles permettent le lavage des filtres. Le sens de l'eau est géré par des vannes ; ♦ **Armoire électrique de commande** pour l'alimentation générale, la protection et la gestion automatique des différents équipements. L'armoire électrique sera équipée de détecteur d'incendie. ♦ **Une climatisation** adaptée pour les deux compartiments. ❒ **Bassin tampon de** 50 m³ en PRV. ❒ **Bâche à eau** de 200 m³ en PRV. **Lits de séchage des boues** : deux lits de section rectangulaire 5.00 m x 5.00 m chacun
Stockage et refoulement eau traitée	♦ Un système existant avec la station d'eau des forages qui refoulera vers les deux réservoirs de Dagassaté ♦ Un nouveau système comprenant : o Un réservoir d'eau traitée d'eau de surface dans lequel, les opérations de désinfection vont être effectuées. Elle est conçue pour une autonomie de 1.50 heure soit un volume de **360 m³ (2 x 10.00 m x 10.00 m)** pour 1.80 **m** de profondeur. Elle sera connectée aux deux bâches existantes. o Un système de pompage qui remplace l'existant avec trois pompes de **240 m³/h** installées dans une configuration 1+1

Désignations	Infrastructures
Stockage	♦ Les trois réservoirs existants : ➢ Un réservoir de capacité 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré ; ➢ Un réservoir de capacité 200 m^3 localisé dans le quartier de Dassagaté ; ➢ Un autre réservoir de capacité 160 m^3 localisé également dans le quartier de Dassagaté ; ➢ Un réservoir au sol de 50 m^3 à Froyenkré. ♦ Un nouveau réservoir au sol de 1 000 m^3 sur 20 m.
Réseau de distribution	Réseau existant maintenu avec un meilleur maillage et une meilleure sectorisation pour garantir de meilleures pressions partout dans le réseau. Des renforcements de réseau avec le nouveau réservoir Des extensions vers les zones non ou faiblement desservies actuellement

II. INTRODUCTION

2.1. CONTEXTE DU PROJET

La Société Nationale des Eaux du Bénin exploite actuellement des systèmes d'alimentation en eau potable de tailles très différentes alimentant soixante-neuf (69) chefs-lieux de communes dont Kérou, Kouandé, Matéri, Péhunco, Toucountouna, Ouaké, Copargo, Natitingou et leurs environs.

Au cours des vingt dernières années, ces villes ont connu un développement urbain assez significatif alors que leurs systèmes d'AEP n'ont pas enregistré d'évolution en extension et densification. Seuls quelques travaux de renforcement ont été réalisés dans la ville de Natitingou des dernières années.

Face à cette situation et compte tenu de l'accroissement démographique observé des dernières années dans ces villes, la capacité actuelle de production d'eau des infrastructures hydrauliques s'est révélée insuffisante pour satisfaire convenablement les besoins en eau sans cesse croissants des populations.

Il en résulte que l'alimentation en eau des populations de ces localités est confrontée à de nombreuses difficultés parmi lesquelles on peut citer :

- le faible taux de desserte en eau ;
- la mauvaise qualité du service de distribution d'eau (mauvaise pression, coupures d'eau intempestives, etc.) ;
- l'insuffisance, voire l'absence de réseaux d'eau dans plusieurs quartiers de la ville et leurs périphéries où vivent une grande partie de la population à faibles revenus.

Afin de trouver une solution aux difficultés sus évoquées et en s'inscrivant dans la dynamique du Programme d'Actions du Gouvernement (PAG 2016-2021), la SONEB a initié la mise en œuvre du projet de renforcement des systèmes d'alimentation en eau potable des localités de Kérou, Kouandé, Matéri, Péhunco, Toucountouna, Ouaké, Copargo, Natitingou et leurs environs.

Pour mener à bien ces études, la Ministère de l'Eau et des Mines a retenu le Groupement CIRA SAS / HORSE suite à un appel d'offre.

2.2. OBJECTIFS DU PROJET

L'objectif principal poursuivi par le Maître d'Ouvrage est de disposer dans un premier temps d'une étude de faisabilité et dans un second temps des études techniques détaillées portant sur :

- L'exploitation des eaux souterraines et/ou de surface à travers l'identification de champs captant et/ou des retenues d'eau dans les localités du projet pour l'alimentation en eau potable des villes concernées et leurs environs ;
- Un avant-projet sommaire indiquant le coût estimatif des ouvrages à réaliser pour l'alimentation en eau potable desdites villes ainsi que d'une analyse financière des variantes (exploitation, investissements, mesures d'accompagnement) ;
- Une étude hydrogéologique et géophysique d'implantation de nouveaux forages ou une étude hydrologique pour la construction/exploitation de retenues d'eau ;

- Des études techniques détaillées et plans d'exécution nécessaires pour la réalisation des travaux de renforcement des capacités de production et des stations de traitement d'eau, de construction des bâches de stockage d'eau, d'extension et de densification des réseaux de distribution, etc.
- Une évaluation détaillée des besoins en investissement du projet ;
- Une évaluation des coûts des travaux à réaliser ;
- Un planning pour l'exécution des travaux.

2.3. PHASAGE DE L'ÉTUDE

Pour le cas particulier de la ville de Natitingou, l'objectif est d'effectuer une analyse critique des études d'APD existantes, peaufiner au besoin les options techniques retenues et assurer le contrôle et la surveillance des travaux d'exécution des forages le cas échéant.

La présente étude se déroulera ainsi en trois (03) phases comme suit :

- Phase A : Analyse critique des études d'Avant-Projet Détaillé ;
- Phase B : Contrôle et surveillance des travaux de forages ;
- Phase C : Revue des études techniques détaillées.

2.4. DONNÉES ADMINISTRATIVES

L'organisation administrative de l'étude se présente comme suit :

- Sources de financement : État du Bénin ;
- Maître d'Ouvrage : Ministère de l'Eau et des Mines ;
- Maître d'Œuvre / Consultant : Groupement CIRA SAS / HORSE ;
- Date de démarrage de l'étude : 01/06/2021 ;
- Délai prévisionnel : 08 mois (non compris la validation des livrables).

2.5. LIVRABLES À REMETTRE AU CLIENT

L'ensemble des livrables qui seront remis au Client sont :

- le rapport de démarrage ;
- le rapport provisoire des études hydrogéologiques et géophysiques/hydrologiques ;
- le rapport définitif des études hydrogéologiques et géophysiques/hydrologiques ;
- le rapport provisoire des études d'Avant-Projet Sommaire (APS) ;
- **le présent rapport définitif des études d'Avant-Projet Sommaire (APS) ;**
- le rapport provisoire d'étude d'impact environnemental et social (EIES) ;
- le rapport définitif d'étude d'impact environnemental et social (EIES) ;
- le rapport provisoire des études techniques détaillées (APD) ;
- le rapport définitif des études techniques détaillées (APD) ;

- les rapports mensuels de suivi de l'exécution des forages le cas échéant ;
- le rapport définitif d'exécution des forages ;
- les rapports spéciaux d'avancement des travaux en cas de besoin ;
- le dossier technique d'exécution des forages le cas échéant.

2.6. CONTENU ET ORGANISATION DU PRÉSENT RAPPORT

Le présent document constitue la version définitive du rapport d'Analyse critique du rapport d'Avant-Projet Détaillé (APD) de la ville de Natitingou. Il fait suite à l'atelier de restitution tenue le 18 Mars 2022 et aux observations formulées par la SONEB sur la version provisoire. Outre cette présente introduction, il aborde les points suivants :

- Présentation générale de la ville de Natitingou et état des lieux du système d'alimentation en eau potable ;
- Analyse des données de base des études d'Avant-Projet Détaillé ;
- Mise à jour des données de base ;
- Étude des options d'alimentation en eau potable.

2.7. PÉRIMÈTRE DE L'ÉTUDE

Le présent projet concerne les villes Kérou, Kouandé, Matéri, Péhunco, Toucoutouna, Ouaké, Copargo et Natitingou et leurs environs situées. Les deux villes de Copargo et Ouaké sont situées dans le département de la Donga tandis les six autres sont situées dans celui de l'Atacora. La carte suivante donne leur position dans le territoire béninois.

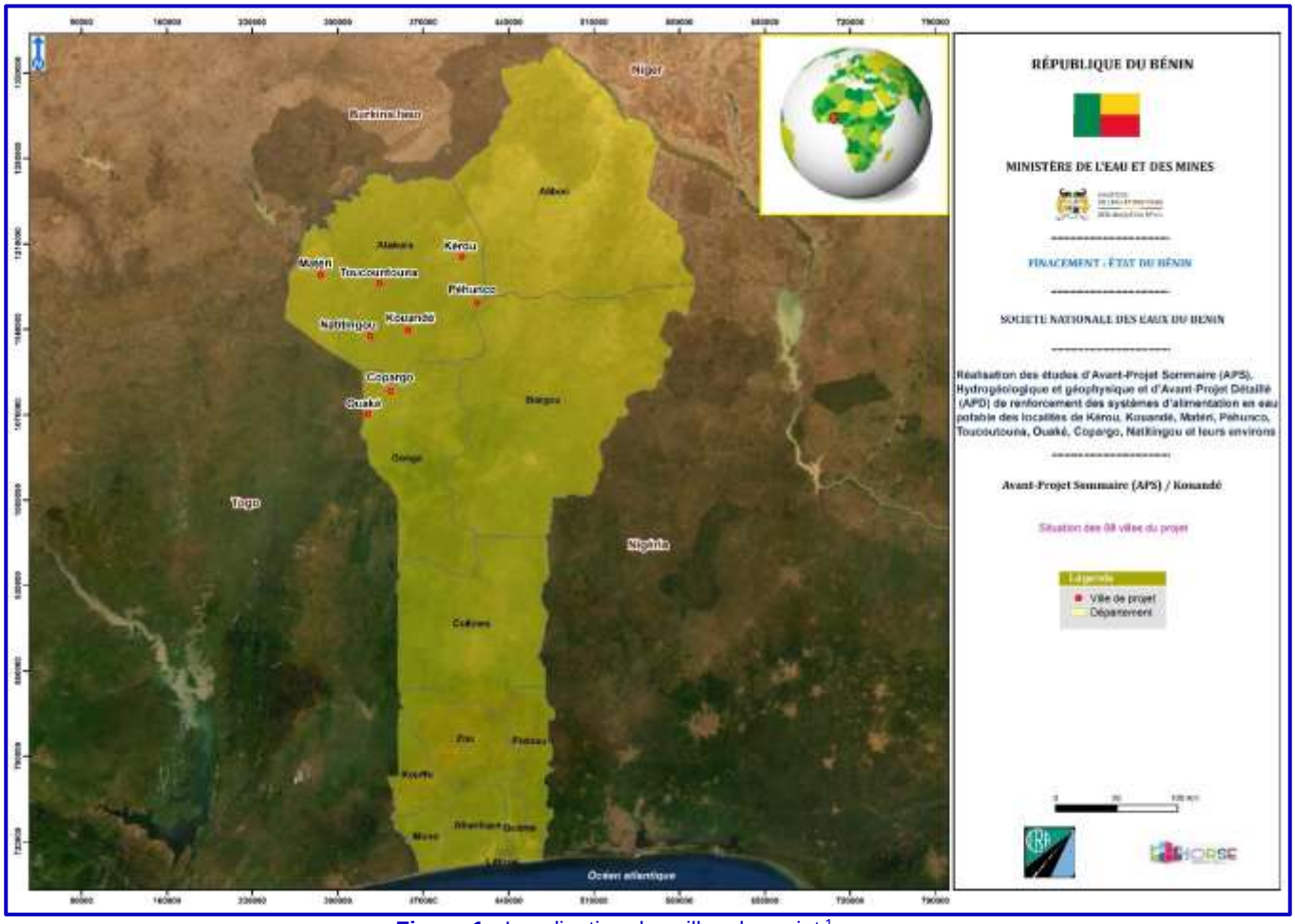


Figure 1 : Localisation des villes du projet [1]

2.8. MÉTHODOLOGIE D'EXÉCUTION DE LA MISSION

La présente mission du projet a été exécutée conformément à la méthodologie développée dans la proposition du Consultant et rappelée dans le rapport de démarrage. À cet effet, les principales activités suivantes ont été menées :

- **Reconnaissance de la zone d'intervention, collecte, revue et analyse documentaire avec pour objectifs**
  - Point exhaustif des aménagements faits à date dans le cadre de l'alimentation en eau potable de la ville ;
  - Collecte des données de base (volume d'eau traitée et consommée, données topographiques, etc.).
- **État des lieux de l'alimentation en eau potable**
  - Détermination de la couverture actuelle du réseau existant, zone non ou faiblement desservie ;

[1] Source : CIRA/HORSE, Septembre 2021

- Diagnostic des ouvrages existants : production, traitement, stockage et distribution ;
- Détermination des zones d'extensions et des positions éventuelles des nouveaux châteaux d'eau ;
- Détermination des déficits éventuels aux différents horizons retenus ;
- Identification des dysfonctionnements pour toutes les infrastructures.

- **Études sectorielles : hydrogéologiques, géophysiques et hydrologiques**

Des études hydrogéologiques, géophysiques et hydrologiques ont été menées dans la ville et ses environs. Ces études ont permis de disposer de toutes les informations nécessaires pour déterminer la ou les source(s) d'eaux brutes utilisables pour l'alimentation en eau potable de la ville.

- **Proposition de solutions**

Sur la base de l'état des lieux et du diagnostic des infrastructures existantes, des solutions ont été proposées pour couvrir les besoins en eau de la ville jusqu'à l'horizon 2035.

2.8.1. Réunion de cadrage

Une réunion de cadrage a été tenue le 21 mai 2021 dans les locaux du Ministère de l'Eau et des Mines. L'objectif de cette réunion était d'échanger sur le démarrage de la mission. La réunion a été mise à profit pour :

- S'assurer que les termes de référence ont été compris de la même manière pour toutes les parties prenantes (SONEB, Consultants) ;
- Déterminer les modalités de visite des sites : Le Consultant doit soumettre un planning à la SONEB qui se chargera de le diffuser au niveau de ces directions régionales ainsi qu'au niveau des mairies concernées ;
- S'accorder sur les grandes lignes du contenu des différents livrables ainsi que du planning global.

2.8.2. Visite des sites

Une première visite des sites a été effectuée dans la période du 1er au 12 Juin 2021 dans les huit (08) villes concernées par le projet.

À cette occasion, le Consultant a rencontré :

- Les responsables des directions départementales de l'Atacora et de la Donga. Au niveau de chaque direction départementale de la SONEB, les responsables ont reçu la mission. Par la suite, ils ont :
  - Fait le point de l'état des lieux de chaque ville concernée ;
  - Expliqué les différents problèmes notés sur les systèmes d'alimentation en eau potable existants ;
  - Pris contact avec les agents de la SONEB dans les villes concernées par le projet et relevant de sa zone.

- Les agents de la SONEB au niveau des huit villes concernées : Pour chaque ville, l'ensemble des sites de production, de traitement et de stockage ont été visités. La visite démarre au niveau des sites de production puis de traitement et se poursuit au niveau des infrastructures de stockage, des réseaux existants, pour continuer et se terminer au niveau des zones non encore desservies ;
- Les mairies des villes concernées : Pour chaque ville, une rencontre avec le maire et ses services a été organisée dès l'arrivée. Cette réunion, en présence des responsables et agents locaux de la SONEB, a été l'occasion d'évoquer les points suivants :
  - Les objectifs et étapes du projet ;
  - Les objectifs et planning de la mission de terrain ;
  - Les problèmes notés par la mairie dans le domaine de l'alimentation en eau potable ;
  - Les éventuels projets ainsi que les préoccupations de la mairie à prendre en compte dans le cadre du projet ;
  - Les zones devant être couvertes dans les environs immédiats de la ville.

Le tableau suivant donne les différentes personnes rencontrées dans la ville.

Tableau 1 : Personne rencontrées

Prénoms et nom	Structure/Fonction
BONSE Amadou	CSA
AYEMONA Clément	PAM/Mairie
AHIHA M. Romaric	CSP/SONEB Natitingou
HINVI A. Éric	CST/SONEB
GNAHOU Benjamin	Informatique/SONEB
BOUKARI A. Bah-Moussa	C/SC
SOULEMANE A. Latifou	CRF
AKPOCOU Isidore	SONEB
SIDI Adam	SONEB/Agent réseau
KODJO Mardochée	SONEB/Magasinier

2.8.3. Proposition de solutions

Sur la base des résultats du diagnostic, de l'état des lieux et de l'estimation des besoins, des solutions ont été proposées. Les solutions ont porté sur la production, le traitement et la distribution.

III. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA VILLE DE NATITINGOU ET ÉTAT DES LIEUX DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

3.1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA VILLE DE NATITINGOU

3.1.1. Situation géographique

La ville de Natitingou est située à 78 Km de Djougou, deuxième ville du département de l'Atacora-Donga, et à 237 km de Parakou, le plus important centre urbain de la région septentrionale du Bénin. Elle constitue un point de passage vers le Burkina-Faso et le Mali. Elle est traversée par la Route Nationale Inter-Etats Bénin-Burkina-Faso (RNIE 3) et reçoit plusieurs flux routiers secondaires tels que République togolaise- Boukoumbé- Natitingou.

Fondé par un chasseur-Meunier du nom de Nanto, signifiant littéralement en langues Waama et Ditammari, deux des nombreuses langues parlées au Bénin, « La ville de Nantou ». Le nom de la ville de Natitingou a été attribué par les missionnaires européens. Elle fut un temps le siège du palais du gouverneur pendant la colonisation française. Grâce à l'Arrêté Général du 11 mai 1955, la ville de Natitingou est devenue officiellement le chef-lieu du département de l'Atacora. Elle est une ville géographiquement située au Nord-ouest de la République du Bénin. Natitingou est une ville béninoise pleine de charme.

Cette merveilleuse agglomération est souvent fréquentée par des touristes, sûrement grâce à ses attraits touristiques tels que : les chutes de Kota, le musée ethnographique régional ou encore la chaîne de l'Atacora.

Le tissu urbain est formé par les trois arrondissements de Natitingou (Natitingou I, Natitingou II et Natitingou III). Elle couvrait 1580 ha en 2002. Aujourd'hui, la superficie de la ville de Natitingou est d'environ 2 200 ha (ALI IDRISSOU Y.K.A., 2014).

La carte suivante donne la situation géographique de la ville de Natitingou.

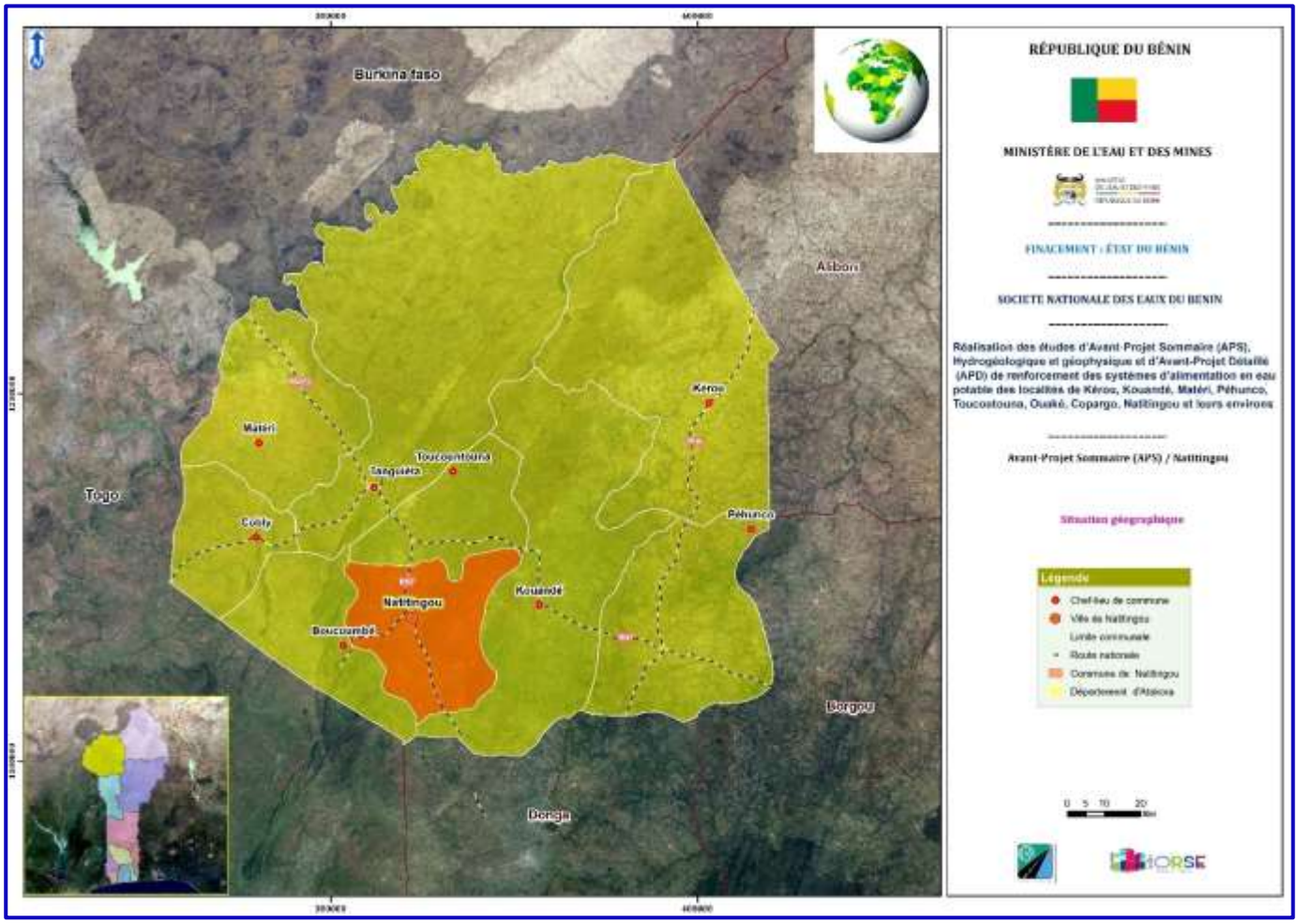


Figure 2 : Situation géographique de la ville de Natitingou [2]

3.1.2. Histoire de la création de la ville de Natitingou

Le nom de la ville de Natitingou a été attribué par les missionnaires européens. Le nom de la cité provient du mot **"Nantotingou",** qui signifie **"le village de Nanto"**, Nanto qui était autrefois son fondateur[3]. Selon les opinions des peuples autochtones de cette magnifique bourgade, le nom de la ville serait interprété de trois façons : D'abord, certains villageois appelaient cette ville Nanto Tingou, qui voudrait dire le village de Nanto ou « le village de l'écraseur ».

Un nom fut tiré d'un homme nommé Ossori, qui avait l'habitude d'écraser des céréales pour sa cuisine. Depuis, la céréale a été transformé en farine pour une bonne cuisine succulente. La seconde interprétation est que certains villageois pensaient au nom de **"*Nantu Tingou*"**, qui signifierait « le village de la viande ». Seulement parce que la ville était un endroit qui disposait de gibiers en abondance. Une idée qui semble plausible puisque la ville se trouve entre des montagnes

[2] Source : CIRA/HORSE, Septembre 2021

[3] https://www.voyage-benin.com/guide-benin/destination/la-cite-des-nanto

et que tous les gibiers se trouvent forcément dans la partie basse de la région.

La dernière hypothèse est que d'autres pensent que le nom du village serait plutôt *Nanti Tingou*. D'après une légende urbaine, parait-il que tous les soirs au coucher du soleil, on pouvait entendre certains bruits des meules. Ces bruits seraient causés par les esprits qui demeuraient dans le bourg et aux environs. On peut dire que ces trois théories n'ont guère de différence, puisque chaque interprétation défend une réalité propre à la cité.

3.1.3. Découpage administratif de la ville de Natitingou

Selon la Loi n° 2013-005, Portant création, organisation, attributions et fonctionnement des unités administratives locales en République du Bénin, la ville de Natitingou compte vingt (20) quartiers répartis dans trois arrondissements (Natitingou I, II et III).

Tableau 2 : Découpage administratif de la ville de Natitingou[4]

Arrondissements	Quartiers	Nombre
Natitingou I	Bagri, Djindjiré-béri, Kantchagoutamou, Sountchirantikou, Tchirimina, Yokossi	06
Natitingou II	Bokoro, Boriyouré, Dassakaté, Ouroubonna, Ourkparbou, Santa	06
Natitingou III	Bérécingou, Didapoumbor, Kantaborifa, Koussantikou, Ourbouga, Winkè, Yétapo, Yimporima	08
Total		**20**

3.1.4. Dynamique de l'occupation de la ville de Natitingou depuis sa création

L'évolution spatio-temporelle de la ville de Natitingou correspond aux différentes périodes de l'histoire politico-administrative de l'Afrique francophone en général et du Bénin en particulier. Ainsi, les transformations socio- économiques et les différentes réformes politico-administratives intervenues au Bénin permettent de présenter l'évolution de la ville de Natitingou selon trois grandes périodes : la période précoloniale, la période coloniale et la période post coloniale.

- **Période précoloniale**

La période précoloniale est assez mal connue, car aucun document écrit ni planimétrique n'existe en la matière. Toutefois, l'histoire du peuplement de Natitingou fournit quelques repères. En effet, la période précoloniale s'étend de la fondation de la ville à l'arrivée des colons en 1913-1914. Selon l'histoire, Natitingou se réduisait à de petits îlots de cases (villages) éparpillées dans l'espace actuellement urbanisé. Les espaces les plus anciens de Natitingou sont : (i) l'actuel espace où se localisent la gare routière, le bar-restaurant ''Gbèdoutin'' et l'église des assemblées de Dieu, tous situés au quartier Yokossi ; (ii) l'actuel espace autour de l'hôtel Belle Vue situé à Dassagaté ; (iii) l'actuelle zone de l'hôtel Tata Somba dans le quartier Tchirimina ; (iv) l'actuelle cathédrale de la ville à Winkè.

[4] Sources : PDC, commune de Natitingou, Juin 2017

L'effectif total de la population à cette époque n'est pas connu. Mais la population enregistrée par la ville de Natitingou en 1961 est de 4200 habitants. L'organisation autochtone des terroirs était à la manière d'un openfield, où les habitations étaient groupées au milieu des exploitations mais, dispersées à petite échelle. Chaque îlot de cases était habité par des individus d'une même tribu. Les descendants de chaque tribu construisaient leurs habitations à proximité de celles de leurs ascendants (Assan A., 2005). Dans le tissu urbain actuel de Natitingou, il est encore possible d'identifier ici et là les reliques de ces anciens noyaux villageois qui, existent, malgré les différents travaux d'aménagement et de réhabilitation de la ville. Ils sont caractérisés par des ilots de cases très serrées, construites en terre pétrie.

- **Période coloniale**

La période de 1913-1914 à 1960 a connu la consolidation et l'extension des anciens noyaux villageois, l'estompage progressif de la discontinuité qui existait entre les différents noyaux et la mise en place de nouveaux quartiers. De nouvelles concessions furent construites par les descendants des résidents autochtones pour donner naissance à de nouveaux quartiers comme Bagri. L'arrivée massive et l'implantation de populations rurales périphériques de Yarikou, Koussantikou,Tchoumi-Tchoumi, ont permis la création d'autres nouveaux quartiers ou renforcer ceux qui existaient déjà, mais à proximité de leurs pairs de même groupe socio-culturel. Les étrangers surtout Bariba et commerçants Zerma arrivés entre temps, se sont installés dans les zones jusque-là inoccupées et ont créé les quartiers Santa et Djidjiré-Béri.

Des bâtiments coloniaux furent édifiés. C'est le cas de la résidence du commandant de cercle (actuel musée départemental de l'Atacora), de la Cathédrale, de l'actuel tribunal de première instance et l'actuel commissariat (ex Groupement Nord de la gendarmerie nationale). Cette période a aussi connu l'arrivée massive de fonctionnaires coloniaux surtout composés de groupes socio- culturels venant de la région méridionale du Bénin (Fon, Mahi, Mina, Aja etc.). Ainsi, un tissu urbain continu s'est progressivement mis en place d'abord avec noyaux (i) Yokossi, Santa, Dassagaté et (ii) Yokossi, Djidjiré-Béri, Bagri, Winkè.

- **Période post coloniale**

Durant la période post coloniale, de nombreuses études urbaines et travaux d'aménagement (lotissements) quand bien même insuffisants et irréguliers ont été réalisés. Les premières études urbaines faites sur Natitingou ne datent que des années 80 avec le Projet Plan d'Urbanisme en république populaire du Bénin (PUB) du Ministère de l'Equipement et des Transports en 1985. La figure 5 présente la dynamique urbaine de Natitingou de 1985 à 2013.

Pendant la période (1985–2013), la ville de Natitingou a connu non seulement une forte croissance démographique mais aussi une extension spatiale tout aussi importante. Ainsi, en 1985, la ville de Natitingou s'étendait sur une superficie d'environ cinq cents soixante-six (566) hectares (MET/PUB, 1985 : Natitingou, Analyses urbaines).

En 2002, la ville de Natitingou s'étendait sur une superficie d'environ 1 580 ha. Outre les quartiers dont la création date d'avant 1960 (Yokossi, Dassagaté, Bagri, Djidjiré-Béri et Nord-Winkè), de nombreux quartiers sont créés. Il s'agit de Winkè STA en 1980-1991, Tchirimina A, zone de l'hôtel Tata Somba en 1984, Kantaborifa, Boriyouré et Ourbouga, zone de l'Ecole Normale Intégrée et du Centre hospitalier départemental en 1987-1988, Tchirimina forêts déclassées en 1989, Ourbouga

zones des sinistrés en 1996, Yimporima I et II en 2000-2001, et Ourbouga zone résidentielle en 2002.

Entre 2002 et 2013, la ville de Natitingou a continué son extension soutenue par l'installation des populations dans les zones périurbaines et par la mise en œuvre de certains lotissements tels que le quartier Ourbonna à l'est de la ville. Aujourd'hui, la superficie des zones urbaines de la commune de Natitingou est d'environ deux mille deux cents (2 200) hectares. On assiste également à une densification progressive de l'occupation des quartiers comme Ourbouga, Yimporima I et Yimporima II.

En définitive, le contexte géographique, la croissance démographique et les activités socio-économiques constituent des facteurs qui influencent le développement spatial de la ville de Natitingou.

3.1.5. Données climatiques générales

- **Climat**

La ville de Natitingou bénéficie d'un climat tropical de type soudano-guinéen à saisons contrastées (une saison sèche et une saison pluvieuse), caractérisé par l'alternance d'une longue saison humide de 6 à 7 mois, allant d'avril/mai à octobre et d'une longue saison sèche de 5 à 6 mois, allant de novembre à mars/avril.

La ville, comme toute la région d'ailleurs, connaît de décembre à février l'harmattan, un vent sec et frais qui souffle du Sahara vers l'Ouest sur l'Afrique occidentale. Par ailleurs, elle enregistre depuis quelques années des aléas climatiques (inondations, sécheresse) caractérisés par une irrégularité des pluies, auxquels s'ajoutent les tornades qui affectent la productivité des cultures.

- **Température et données pluviométriques générales**

La station synoptique secondaire de Natitingou enregistre une moyenne annuelle de 1300 mm d'eau en 90 jours avec une concentration sur juillet, août et septembre (ALI IDRISSOU Y.K.A., 2014). Depuis 1950, des années comme 1953, 1955, 1959, 1980 et 1984, ont été déficitaires. Les précipitations cumulées durant les mois de novembre à mars excèdent rarement 100 mm, (Tente, 2005). La pluviométrie est influencée par la présence du relief de la chaîne atacorienne. Les pluies orageuses au niveau de la ville de Natitingou représentent environ 70 % des précipitations totales (BOKO, 1988). Ces intenses pluies sont à l'origine de l'érosion des sols et de la dégradation des infrastructures privées et socio-communautaires.

En ce qui concerne les températures, elles subissent de grandes variations pendant l'année. La moyenne annuelle est d'environ 27°C. Les températures durant la période où souffle l'harmattan sont basses et peuvent descendre à 17°C. En saison sèche, la température peut atteindre 35°C.

En ce qui concerne l'humidité relative de l'air, elle est maximale en saison pluvieuse (avril à octobre) et minimale en saison sèche. Elle varie de 17% à 99% suivant le mois et le moment de la journée. Pendant l'harmattan, le pouvoir évaporant est fort et l'humidité relative moyenne est inférieure à 50% (décembre à mars). L'indice d'humidité de Mangenot (1951) est de l'ordre de 2,37.

3.1.6. Milieu biophysique

- **Caractéristiques géologiques de la ville de Natitingou**

Selon les travaux de recherches scientifiques récentes dans la zone (Tente, 2005 ; Nata, 2007), quatre grandes classes de formations géologiques sont à distinguer sur le bassin auquel appartient la ville de Natitingou. Il s'agit des roches sédimentaires, des roches métamorphiques, des roches volcaniques et des roches intrusives. Parmi ces roches, on distingue : les grès, les quartzites, les grès quartzites, les siltstones, les argilites, les schistes quartzo-sériciteux, les conglomérats, les silexites, les dolomies, les micropoudingues, les gneiss à biotite, les gneiss à biotite et amphibole, les schistes à quartz et muscovite.

Quant aux roches intrusives, on a : les gabbro-diabases, les granites pegmatoïdes, les granite-gneiss, les plagio-granites et les migmatites.

Les failles, les diaclases et les lignes de schistosité présentes par endroits, constituent les points de départ des processus d'altération qui diffèrent selon que la roche affleure ou est recouverte par des formations superficielles.

Les unités géologiques comprennent une armature quartzitique supportant un ensemble schisteux à semelle conglomératique, le tout fortement écaillé. Quatre groupes de faciès sont observés : (i) des quartzites micacés, rarement ferrugineux ou feldspathiques, fins à moyens, parfois grossiers et saccharoïdes ; (ii) des micaschistes quartzeux et des quartzomicaschistes dont les caractéristiques ; (iii) microstructurales et pétrographiques sont peu différentes de celles des quartzites. Les quartzomicaschistes conglomératiques, aux graviers et galets aplatis de quartz, quartzite, granitogneiss et amphibolite, affleurent par endroits au dos des quartzites micacés ; (iv) des amphibolites schisteuses à grains fins généralement intercalées dans les micaschistes.

- **Hydrographie de la ville de Natitingou**

La ville de Natitingou se développe dans la vallée du cours d'eau Fournyankré à l'ouest et à l'est, le long de la vallée de la Yarpao, derrière la colline de Kantaborifa.

La rivière Fournyankré est le principal exutoire naturel qui reçoit les eaux pluviales de plus de 4/5 des quartiers de la ville. Tchouchoukou et Yori-Nyèri sont ses principaux affluents. Le tissu urbain de Natitingou s'est développé de part et d'autre de cette rivière. Il s'agit des quartiers comme Bagri, Yokossi, Dassakaté, Winkè, Santa, Boriyouré, Tchirimina, Djindjiré-béri, Kokotamou, Kantchagoutamou, Sountchirantikou, Yimporima, Nagoutantè, Ourbouga, etc.

Du côté est de la ville, se trouve la rivière Yarpao, derrière la colline de Kantaborifa. Elle Constitue l'exutoire naturel des eaux pluviales de la périphérie et de la ville de Natitingou. Il s'agit des quartiers comme Yétapo, Tambarika, Bérécingou, Ouroubonna, etc.

Sur l'ensemble de ces cours d'eau qui servent d'exutoires naturels aux eaux pluviales dans la ville de Natitingou, certains ont un régime d'écoulement permanent sur 31,85 km linéaire et d'autres ont un régime d'écoulement temporaire et font un linéaire cumulé de 116,03 km.

3.1.7. Données humaines

❑ Caractéristiques démographiques

Selon le 4ème Recensement Général de la Population et de l'Habitation de 2013 (RGPH4), la population de la commune de Natitingou est de 103 843 habitants avec 50 968 hommes et 52 875 femmes. La proportion des habitants de Natitingou vivant en milieu urbain est de 44,17 % et celle vivant dans les arrondissements ruraux est de 55,82 %. Cette population est inégalement répartie dans les arrondissements urbains que sont Natitingou 1, Natitingou 2 et Natitingou 3. Ce dernier est le plus peuplé avec 22.011 habitants suivi respectivement du 1er arrondissement (12 309 habitants) et du 2ème arrondissement (11 551 habitants).

Tableau 3 : Répartition de la population de la commune de Natitingou par sexe et par arrondissement[5]

N°	Arrondissements	Population totale	Masculin	Féminin
1	Natitingou 1	12 309	5 897	6 412
2	Natitingou 2	11 551	5 807	5 744
3	Natitingou 3	22 011	10 768	11 243
4	Peporiyakou (Natitingou 4)	7 413	3 504	3 909
5	Kotopounga	17 420	8 655	8 765
6	Perma	15 323	7 704	7 619
7	Kouandata	4 915	2 381	2 534
8	Tchoumi-tchoumi	5 656	2 795	2 861
9	Kouaba	7 245	3 457	3 788
Total		**103 843**	**50 968**	**52 875**

❑ Peuplement et évolution de la population urbaine

La ville de Natitingou, selon la tradition, a été fondée par un chasseur. Ce chasseur du non de Nanto serait arrivé le premier sur les lieux en quête de gibier. Il s'y installera et plus tard, d'autres personnes le rejoindront et le hameau de Nanto deviendra un petit village dénommé Nanto-Hei en Ditammari et en Waama Nanto-tingou ce qui signifie dans les deux langues le village de Nanto. Dans leur transcription et par déformation, les premiers missionnaires noteront Natitingou. Très vite, le site choisi par Nanto pour ses besoins de chasse attirera également l'attention du premier Commandant de Cercle du temps colonial qui y fera construire sa résidence, devenant ainsi le chef-lieu de l'administration. Au fil des ans, sa population va s'accroître avec l'arrivée et l'installation de fonctionnaires coloniaux et commerçants étrangers.

Ainsi, selon les quatre recensements généraux de la population et de l'habitation réalisés au Bénin, la population urbaine de Natitingou qui était de l'ordre de 29 373 en 1992 habitants va atteindre le

[5] **Source** : RGPH4-2013 (INSAE)

niveau de 35 029 habitants en 2002 et 45 871 habitants en 2013. La croissance démographique moyenne de la Commune est de 2,86 %. À ce rythme (hypothèse basse), la population des trois arrondissements urbains de Natitingou avoisinerait les 55 881 habitant en fin 2020 et atteindra le seuil de 85 303 à l'horizon 2035, soit le double de la population actuelle (cf. figure)

Il faut cependant souligner que du point de vue de l'occupation spatiale, la commune de Natitingou a une densité moyenne de 78 hbts/Km², illustrant ainsi la très grande dispersion de l'habitat même dans le noyau urbain. Les quartiers les plus peuplés sont entre autres Tchirima (4 163 habitants), Boriyouré (4 962 habitants), Dassakate (3 613 habitants), Kantaborifa (6 191 habitants), Ourbouga (4 179 habitants), Winké (5 445 habitants).

Au plan socio-culturel, les Bètamaribè et les Waama sont les deux groupes ethniques les plus dominants au sein des populations. La population y est pour la plupart animiste ; les religions monothéistes telles que l'Islam et Le Christianisme se partagent une très faible portion de la population.

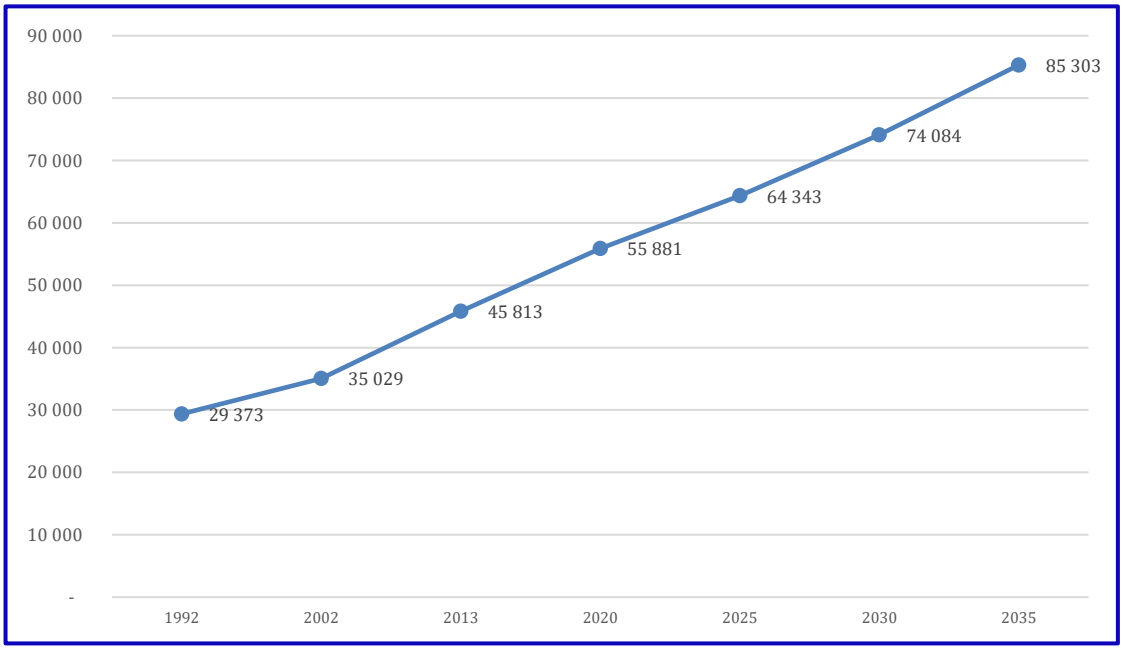


Figure 3 : Évolution de la population de de la ville de Natitingou de 1992 à 2013 et estimation à l'horizon 2035[6]

❑ Structure des ménages et habitat

Dans l'ensemble de la commune, la plupart des ménages sont dirigés par les hommes (81,9 %). Il s'agit généralement de ménages dont la taille moyenne est de 5,8 personnes.

Dans l'ensemble, la ville est largement lotie et présente un habitat dispersé avec des constructions faites en matériaux définitifs et de standing divers. Ce faisant de nombreuses parcelles vides envahies par des herbes ou des ordures ménagères existent çà et là. Dans la périphérie, il existe encore des cases en terres de barre dont la plupart sont couvertes en tôle. Les superficies non encore bâties à la périphérie servent souvent de champ ou de dépotoir.

[6] Source : RGPH 2, RGPH 3, RGPH 4

3.1.8. Activités économiques

❑ **Agriculture urbaine, élevage et pêche**

Du fait d'un relief particulièrement accidenté, l'agriculture urbaine à Natitingou reste concentrée au niveau des bas-fonds, des marécages et le long de la rivière Fourigninkèrè (Photos). Il s'agit du maraîchage dominé par la culture de la tomate et par les légumes. C'est un secteur porteur de richesse pour la commune qui ne dispose pas suffisamment de terres arables. L'évaluation faite lors de l'élaboration du PDC3 indique que la Commune dispose de 874,24 ha de bas-fond rizicole dont 215,25 ha aménagés et d'une multitude de sites propices au maraichage estimée à 114 ha (cf. tableau).

Les activités d'élevage sont pratiquées sous leur forme traditionnelle avec une prédominance de la divagation des animaux qui est une source de conflits entre communautés. Dans l'ensemble, le cheptel de la commune est dominé par l'élevage de case que tous les producteurs pratiquent en appoint à l'agriculture. Il s'agit des bovins et de certains animaux de la basse-cour (volailles, caprins, porcins…).

Concomitamment à l'élevage, les activités de pêche et de pisciculture ne sont pas pour autant développées dans la commune. Certes elles sont pratiquées dans les rivières telles que Perma, Yaripao, Tchatiko, Tchoumi-Tchoumi, Kpohou, etc. Mais à l'échelle de l'espace urbain, la pêche est juste pratiquée de façon extensive par le Lycée Technique Agricole de Natitingou et quelques centres privés de la place. Il s'agit d'une pêche artisanale qui se fait à la ligne avec l'utilisation des claies et filets traditionnels, des hameçons et des nasses. Les principales espèces pêchées sont les silures, les carpes, les poissons sardines, etc. L'utilisation de ces équipements inadéquats conduit le plus souvent à la destruction des écosystèmes aquatiques. Il faut souligner que le diagnostic du secteur a révélé qu'il existe des jeunes dévoués et aptes à s'ingérer s'insérer dans cette activité.



Photo 1 : Production agricole dans la ville de Natitingou[7]

[7] Bananeraie et production maraîchère à Yokossi, Production maraîchère à Yokossi

Le tableau suivant donne les bas-fonds ainsi que leur superficie dans la commune.

Tableau 4 : Matrice des bas-fonds et de leur superficie dans la commune de Natitingou[8]

Nom du village	Bas-fonds rizicoles				Sites propices au maraîchage		
	Nom local du bas-fond	Superficie estimée (ha)	Situation ou état du bas fond		Non local du site	Superficie estimée (ha)	Site non aménagé et exploité (ha)
			Bas-fond non aménagé et exploité (ha)	Bas-fond aménagé non exploité (ha et structure)			
Koudengou	Tcharo	65	30	0	Tcharo	10	0 .75
Koudengou	Pendjari	25	10	0	Pendjari	5	1
Doyakou	Doyakou	55	5	0	Doyakou	6	0.55
Bongou	Kassikou	12	7	0	Kassikou	4	1
Pèporiyakou	Pèporiyakou	35	15	0	Pèporiyakou	5	1 .75
Toribou	Toribou	38	17	0	Toribou	6	2 .85
Yarikou	Yirikpako	172	25	0		12	1.65
Bagrétamou	Sarica tchoto	25	3	0	Sarica tchoto	4	0
Kotopounga	Kotopounga	25	7	0	Kotopounga	6	0.75
Tigninti	Tigninti	14	2	0	Tigninti	5	1
Perma	Tènoukotè	20	8	0	Tènoukotè	5	0.5
Kougnangou	Dissansani	24	13	0	Dissansani	7	0.85
Koutougou	Koutougou	132.24	20	0	Koutougou	15	1.55
Didapoumbor	Didapoumbor	7	2 .75	0	Didapoumbor	3	0.25
Fèkpètifè	Fèkpètifè	7	0.75	0	Fèkpètifè	2	0.125
Didapoumbor	Manoumou	35	7	0	Manoumou	7	1.85
Kounadorgou	Kounadorgou	15	3.75	0	Kounadorgou	4	0.25
Ditapoumbor	Ditapimpouri	25	7	0	Didapimpouri	8	1.65
Yimporima	Founrigninkèrè	12	3	0	Founrigninkèrè	5	2
Yimporima	Koupou	6	3	0	Koupou	1	0
Takonta	Koupogou	45	7	0	Koupogou	6	0
Takonta	Birifa	35	9	0	Birifa	5	0
Moupémou	Nanfapouri	8	2	0	Nanfapouri	2	0
Moupémou	Kourakpokou	8	1	0	Kourakpokou	3	0
Tamou	Koupoun	29	7	0	Koupoun	8	0
TOTAL		**874.24**	**215.25**			**144**	**5**

❑ Artisanat et petites activités de services

L'artisanat est assez diversifié dans la commune et occupe une bonne partie de la population. On dénombre au total dans la commune de Natitingou, 33 métiers artisanaux bien organisés en association et répartis à l'intérieur des corps à savoir les artisans de service, les artisans de

[8] Sources : PDC, commune de Natitingou, Juin 2017

production et les artisans de transformation des produits agricoles locaux. Toutes les associations existantes dans le domaine de l'artisanat dans la commune sont organisées en collectif dénommé « Collectif des Artisans de Natitingou (CAN) ».

- **Commerce et transport**

Les activités commerciales sont également développées du fait de la présence du principal marché du Département (Natitingou ville qui se tient tous les quatre jours). Les transports bénéficient de la fin des travaux sur les principaux axes reliant le Département et les villes de Dassa et de Parakou. La perspective de l'achèvement de la liaison vers le Burkina Faso devrait constituer un facteur de développement des échanges.

Ce secteur diversifié reste dominé par l'informel. Il est exercé par de petits commerçants, à faible revenu qui s'investissent dans la vente en gros et surtout en détail des produits de récolte, de produits de transformation, des produits manufacturés, des produits pétroliers, des produits artisanaux et des prestations de services.

- **Industries et petites unités de transformation**

Le secteur industriel est quasi inexistant dans la commune. On compte trois vieilles industries : l'une de décorticage du riz et l'autre de fabrication des conserves de tomate et une usine de séchage de fruits et légumes. Toutefois, la ville de Natitingou concentre l'essentiel des activités secondaires et tertiaires du Département. On y dénombre quelques unités de transformation modernes (deux boulangeries ainsi que des petites unités de transformation du karité ou de l'arachide) et des usines (une usine de séchage des fruits et légumes et une usine de tomates et jus de mangue en cours de réhabilitation). On note par ailleurs, l'implantation de petits ateliers par les artisans locaux dont leur développement pourrait contribuer à l'essor de Petites et Moyennes Industries (PMI) dans la commune. Ces unités souffrent principalement, d'une insuffisance de moyens financiers, des tracasseries fiscales, des difficultés d'approvisionnement en produits, et de la faible qualité de prestation due au faible niveau de compétence et de professionnalisme des promoteurs.

- **Activités de tourisme et de cultes**

La commune de Natitingou dispose d'importants sites touristiques qui jalonnent les arrondissements. Il s'agit des Chutes de Kota, le Musée de Natitingou, les Tata somba de Perma, Kouandata, Kouaba et Péporiyakou, le paysage montagneux regorgeant des grottes et marres pittoresques et les sites aurifères de Natitingou, de Perma et de Kotopounga. La grande majorité des activités économiques de la commune sont organisées autour de ces richesses touristiques. Le musée tient une place importante dans les activités touristiques de la commune de Natitingou, en ce sens qu'il draine le plus grand nombre de touristes.

Le développement du tourisme dans la commune de Natitingou est également lié à l'existence d'attractions touristiques au niveau des communes voisines, ce qui entraîne un partage de la clientèle. Ces attractions touristiques sont situées entre autres dans les communes de Kouandé (les palais de Kouandé, les sites de résistance de Kaba), Tanguiéta (les chutes d'eau de Tanongou, sites de Tanéka, le paysage de la chaîne de l'Atacora, Parc Pendjari, etc.), Matéri (Parc Pendjari, etc.) et Boukombé (les tatas Sombas et le massif montagneux, etc.) et la richesse culturelle des différents groupes socio-culturels. De ce fait, la ville de Natitingou est le point de chute et de départ des touristes dans les départements de l'Atacora. La position de la ville de Natitingou comme chef-

lieu du département et principal centre de concentration des services, des infrastructures socio communautaires et d'hébergement lui donnent également une place de choix dans le tourisme de l'Atacora. Par ailleurs, la ville dispose de grandes capacités d'accueil des touristes à la hauteur des potentialités qu'offre le département de l'Atacora sur le plan touristique. Elle compte donc de nombreux hôtels, motels, auberges, restaurants et cafétérias.

3.2. ÉTAT DES LIEUX DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EAU POTABLE

Le système d'AEP de la ville de Natitingou est constitué de deux stations de traitement : la grande station de Koufarga et celle intermédiaire de Winké.

Kofarga est approvisionnée par des eaux de surface et Winké par des eaux souterraines. Ces deux stations partagent en commun le réseau et les trois réservoirs d'équilibre de la ville via la station de reprise de Froyenkrey.

3.2.1. Sources de production d'eau brute

La ville de Natitingou est alimentée en eau potable à partir de deux sources d'eau brute :

- Eaux de surface ;
- Eaux souterraines.

❑ **Eaux de surface**

Une prise d'eau de surface est construite sur le cours d'eau Tiatiko. Cette retenue réalisée depuis 2011 est régulièrement draguée pour enlever la boue. Pendant les pluies, l'eau déborde jusqu'à entrer dans la station de pompage.

Les eaux brutes passent dans un regard équipé d'un dégrilleur pour arriver dans la bâche enterrée au-dessus de laquelle est aménagée une salle des pompes, composée de :

- 02 pompes de surface avec pour chacune : Q = 45 m^3/h, HMT = 79,6 m et P = 15 KW ;
- 01 pompe immergée de débit Q = 45 m^3/h, HMT = 59,6 m et P = 11 KW.

Le niveau d'eau dans la bâche doit être de 80 cm pour que les pompes puissent aspirer les eaux brutes.

Les colonnes d'aspiration des pompes sont en fonte DE 80 mm. En fonctionnement, deux pompes sont mises en marche pour refouler ensemble 60 m^3/h des eaux brutes vers la station de traitement de Koufarga via une conduite DE 225 mm en PEHD.

Le cours d'eau assure 60 % de la production d'eau de la ville. La photo suivante donne une vue du cours d'eau.



Photo 2 : Vue du cours d'eau de Tiatiko [9]

❑ Eaux souterraines

Les eaux souterraines utilisées proviennent de sept (07) forages localisés de part et d'autre de la ville.
Les photos suivantes montrent les sept (07) forages.

[9] Source : CIRA/HORSE, Septembre 2021



Photo 3 : Vue du forage FN1.bis



Photo 4 : Vue du forage FN3



Photo 5 : Vue du forage FN7



Photo 6 : Vue du forage FN8

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021



Photo 7 : Vue du forage FN10



Photo 8 : Vue du forage FN12



Photo 9 : Vue du forage FPT

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

Les caractéristiques des pompes des forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Caractéristiques des pompes des forages existants

Forages	Année de réalisation	Pompes immergées		
		Débit actuel (m^3/h)	HMT (m)	Puissance (KW)
FN1.Bis	1986	17	106	7.5
FN3	1986	5	74	2.2
FN7	1986	7	64	3.2
FN8	1986	4	86	2.2
FN10	1986	5	64	1.1
FN12	1986	3	129	2.2
FPT	2007	8	86	2.2

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

❑ **Problèmes notés**

Aucun problème n'est noté sur les forages FN7, FN8, FN10 et FN12 de même que sur leurs équipements. Cependant, sur les autres forages, on note les problèmes suivants :

- FN1.Bis : la ventouse est en mauvais état à cause des fuites ;
- FPT : des fuites ont observées sur la ventouse ;
- FN3 : la pompe est en panne. D'après le responsable de l'usine d'eau intermédiaire de Winké, la pompe sera remplacée dans les jours à venir.

3.2.2. Traitement

❑ **Eaux de surface**

La station de traitement des eaux de surface de Koufarga est constituée de deux unités de traitement

- Une unité de traitement classique de capacité 40 m^3/h ;
- Une unité de traitement compacte de capacité 50 m^3/h.

Les eaux brutes arrivent à la station à travers une conduite DE 225 mm en PEHD qui est réduite d'abord en fonte DE 150 mm, puis en fonte DE 100 mm au niveau du regard qui envoie une partie des eaux vers l'unité de traitement classique avec une conduite DE 80 mm en fonte et l'autre partie vers l'unité de traitement compacte.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des équipements de la prise d'eaux de surface.

Tableau 6 : Caractéristiques des équipements de la prise d'eaux de surface

Désignation	Quantité	Date de mise en œuvre	État actuel	Caractéristiques	Observations
Pompes					
Pompe immergée	1	Mai-21	Bon	$46m^3/h$ - Hmt : 47m-15KW	RAS
Pompe de surface	2	01er/08/2011	Bon	$45m^3/h$ - Hmt : 79,6m-15KW	RAS
Instruments					
Manomètre	1	2011	Fonctionnel	16bars	RAS
Débitmètre	1		2011		RAS

Tableau 7 : Caractéristiques des équipements de la prise d'eaux de surface (suite)

Désignation	Quantité	Date de mise en œuvre	État actuel	Caractéristiques	Observations
Commandes					
Armoire de commande pompe	1	2011	Fonctionnelle		Nécessite une maintenance globale
Circuit inverseur	1	2011	Fonctionnel		RAS
Source d'alimentation en électricité					
Groupe électrogène	1	2020	Fonctionnel	LEPRON 44kva	RAS
Compteur SBEE	1	Indisponible	Fonctionnel	Transformateur haut de poteau :50Kva	RAS
Protection					
Prise de terre	1		Fonctionnelle		RAS
Paratonnerre	1		Fonctionnel	Franklin	RAS

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

❖ **Unité de traitement classique**

- **Description**

Elle a une capacité de 40 m^3/h et est constituée de :

- Une vasque d'arrivée d'eau brute de (1,4 m x 1,4 m) qui assure le dégazage ;
- Un floculateur à chicane de (6,5 m x 1,2 m) : 7 chicanes espacées de 25 cm et 10 chicanes espacées de 35 cm ;
- Deux décanteurs de (8,5 m x 2,5 m) chacun dont 2,1 m de longueur lamellisée ;
- Trois filtres à sable cylindriques.

Les photos suivantes montrent les ouvrages de la station classique.



Photo 10 : Vue de l'unité de traitement classique



Photo 11 : Vasque d'arrivée d'eaux brutes



Photo 12 : Floculateur à chicane



Photo 13 : Décanteurs de la station classique



Photo 14 : Vue d'un des filtres à sable

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

Une injection de chaux et de sulfate d'alumine est effectuée directement sur la conduite d'eau brute DE 80 mm avant le dégazage.

La préparation et l'injection de ces réactifs sont assurées par :

- Un (01) bac de 1 000 l avec une pompe doseuse de 143 l/h à 10 bars pour la chaux ;
- Deux (02) bacs de 500 l chacun fonctionnant de manière alternative pour le sulfate d'alumine.

L'un des bacs est équipé d'une pompe doseuse de 46 l/h, l'autre pompe doseuse est défectueuse.

- **Problèmes**

Les filtres sont lavés uniquement à l'eau car le surpresseur d'air de lavage des filtres est en panne. Pour décolmater les filtres, une personne entre dans le filtre pour enlever manuellement le sable.

Aussi pour enlever la boue au niveau des décanteurs, un racleur manuel est utilisé. Les lamelles sont colmatées.

❖ **Unité de traitement compacte**

- **Description**

Elle a une capacité de 50 m^3/h et est composée de :

- Deux (02) floculateurs ;
- Deux (02) décanteurs lamellaires ;
- Deux (02) filtres.

La photo suivante donne une vue de l'unité de traitement compacte.



Photo 15 : Vue de l'unité de traitement compacte

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

Une injection de chaux et de sulfate d'alumine est effectuée directement sur la conduite d'eau brute.

La préparation et l'injection de ces réactifs sont assurées par :

- Un (01) bac de 500 l avec une pompe doseuse et un agitateur pour la chaux ;
- Un (01) bac de 500 l pour le sulfate d'alumine.

- **Problèmes**

Aucun problème n'est noté sur les équipements de l'unité de traitement compacte.

NB : La chloration pour les deux unités de traitement est faite avec trois (03) bacs de 300 l chacun (02 en service et 01 en attente) avec 02 agitateurs et 02 pompes doseuses.

Les eaux traitées sont ensuite stockées dans deux (02) réservoirs de volumes 100 m^3 et 50 m^3 avant leur refoulement à travers une conduite DE 160 mm en PVC.

La photo suivante montre les deux (02) réservoirs de stockage d'eau traitée.



Photo 16 : Réservoirs de stockage de l'eau traitée de la station de Koufarga

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

Le refoulement des eaux traitées est assuré par deux pompes de surface de :

- Débit 30 m^3/h avec une HMT de 92 m ;
- Débit de 45 m^3/h avec une HMT de 80 m.

❑ **Eaux souterraines**

Les eaux brutes des forages sont traitées à l'usine d'eau intermédiaire de Winké composée de/d':

- Une tour de dégazage ;
- Un saturateur ;
- Un réservoir de 200 m^3 ;

- Une salle de reprise des eaux traitées comprenant deux (02) pompes de surface de débit 45 m^3/h avec une HMT de 69 m chacune ;
- Un poste de désinfection à l'hypochlorite de calcium avec un bac de 300 l et une pompe doseuse de 10 l/h à 16 bars.

La tour de dégazage et le saturateur étant non fonctionnels, les eaux brutes sont envoyées directement vers le réservoir d'eau. L'injection de chlore est faite directement sur la conduite de refoulement d'eaux traitées DE 160 mm PVC.

Les photos suivantes donnent une vue des ouvrages de la station.

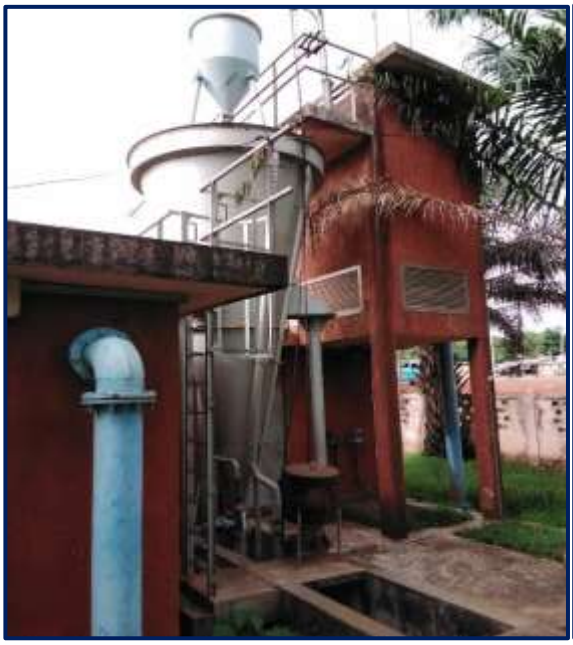


Photo 17 : Vue de la tour de dégazage et du saturateur



Photo 18 : Vue du réservoir de stockage de l'eau de l'usine de Winké

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

3.2.3. Ouvrages de stockage

Les eaux traitées sont refoulées directement dans le réseau de distribution. Une station de reprise située au quartier Froyenkré alimente la zone haute. Cette station est alimentée par les deux (02) stations de traitement. Elle comprend un réservoir au sol de 50 m^3 et deux pompes de 5,8 m^3/h à 76 m de 2,2 KW avec une armoire de commande.

La photo ci-dessous donne une vue de la station de reprise de Froyenkré.



Photo 19 : Vue des ouvrages la station de reprise de Froyenkré

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

À saturation du réseau de distribution, l'eau est acheminée vers trois (03) réservoirs au sol de :

- 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré ;
- 200 m^3 et 160 m^3 localisés dans le quartier de Dassagaté.

Les photos ci-après montrent les trois (03) réservoirs au sol.



Photo 20 : Vue du réservoir au sol de Froyenkré



Photo 21 : Vue du réservoir au sol de 200 m^3 de Dassagaté



Photo 22 : Vue du réservoir au sol de 160 m^3 de Dassagaté

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

3.2.4. Réseau d'adduction et de distribution

Le réseau d'adduction et de distribution compte environ 50 km de conduites en PEHD DE 225 mm et PVC DE 160 mm à DE 63 mm.

3.2.5. Projet en cours

Dans le cadre du projet FASEP (innovation verte), une station de traitement de capacité 50 m^3/h sera réalisée dans la ville. La source d'eau brute sera la rivière Tiatiko. Lors des séances de présentation des versions provisoires des rapports, ce projet a été considéré comme très avancé. Cette capacité de traitement sera ainsi considérée comme acquise pour la suite du projet.

3.2.6. Consommation en eau potable

Les volumes d'eau consommée et le nombre d'abonnés ont été fournis par la SONEB pour les années 2016, 2017, 2018 et 2020. Ils sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 7 : Volumes d'eau consommée de 2016 à 2020

Années	Nombre d'abonnés	Volume d'eau vendue (m^3/an)	Volume moyen par abonné (l/abonné/j)
2016	4 306	639 773	407
2017	4 413	756 060	469
2018	4 815	615 865	350
2019	5 057	592 146	320
2020	5 125	589 534	315

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

L'analyse du tableau montre que de manière générale, les volumes vendus décroissent au fil des années alors que le nombre d'abonnés augmente régulièrement. Cette situation pourrait être expliquée par les tensions notées dans la fourniture d'eau. En effet, d'après les responsables de la SONEB dans la ville, la production d'eau ne peut pas satisfaire les besoins des populations. Les coupures d'eau sont donc fréquentes et s'accentuent d'année en année.

3.2.7. Synthèse

De manière synthétique, il est à noter que la ville de Natitingou est alimentée eau potable par deux sources pour un débit total de **139 m^3/h** :

- Une eau de surface avec une prise d'eau brute sur le cours d'eau Tiatiko réalisée depuis 2011 est régulièrement draguée pour enlever la boue. Les eaux de surface sont traitées au niveau de deux stations de traitement : une station classique de capacité 40 m^3/h et une station compacte de capacité 50 m^3/h soit une capacité totale de **90 m^3/h** ;
- Des eaux souterraines à partir de sept (7) forages de capacité totale **49 m^3/h**. Les eaux souterraines sont traitées au niveau d'une station de traitement simple.

Les eaux traitées sont refoulées directement dans le réseau de distribution. Trois (03) réservoirs au sol de 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré, de 200 m^3 et 160 m^3 localisés dans le quartier de Dassagaté sont prévus pour recevoir le surplus d'eau du réseau de distribution. D'après les responsables de la SONEB, les réservoirs ne sont jamais remplis puisqu'il n'y a jamais de surplus dans le réseau.

Par ailleurs, un projet en cours d'instruction prévoit la réalisation d'une station de traitement de capacité 50 m^3/h. La capacité de traitement de la ville passera alors à 189 m^3/h.

La carte suivante donne le tracé du réseau de distribution ainsi que la localisation de tous les ouvrages de production, de traitement et de stockage de la ville de Natitingou.

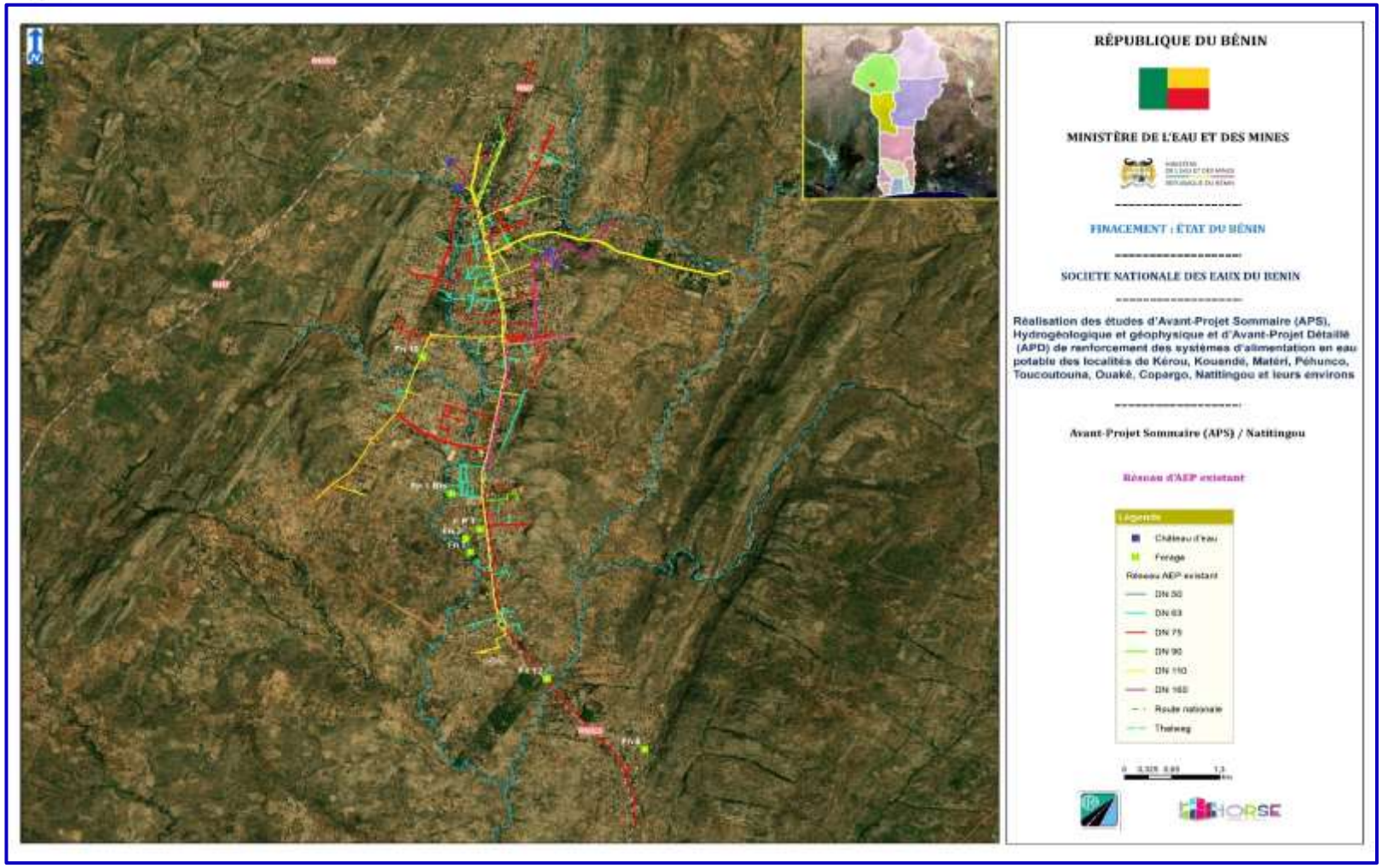


Figure 4 : Zones couvertes par le réseau d'AEP existant

Source : CIRA SAS/HORSE, Septembre 2021

IV. ANALYSE DES DONNÉES DE BASE DES ÉTUDES D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ

4.1. BESOINS EN EAU

4.1.1. Population prise en compte

Les études d'APD pour la ville de Natitingou couvrent les arrondissement Natitingou1, Natitingou2, Natitingou 3 et Natitingou 4 qui constituent la partie urbaine et péri-urbaine de la ville. La zone de couverture considérée est donc cohérente avec les zones d'intervention de la SONEB.

Les populations dans la zone considérée ont été estimées grâce à la formule suivante :

$$\boldsymbol{P_n = P_0.(1+\alpha)^n}$$

Avec :

P_n = Population à l'année n ;

P_0 = Population à l'année zéro correspondant à 2013 (année du RGPH4) ;

α = Taux de croissance démographique ;

n = Différence entre l'année ciblée et l'année de référence.

Le tableau suivant donne les populations aux différentes horizons considérés.

Tableau 8 : Populations considérées dans l'APD de 2018

Horizons	2013	2018	2021	2026	2030	2035
Populations considérées dans l'étude d'APD de 2018	53 284	61 173	66 457	76 297	85 208	97 824

Le recensement général de la population de 2013 donne les populations suivantes pour les arrondissements considérés pour la ville de Natitingou.

- Natitingou 1 : 12 309 ;
- Natitingou 2 : 11 551 ;
- Natitingou 3 : 22 011 ;
- Natitingou 4 : 7 413 ;
- **Total : 53 284.**

Le taux d'accroissement de la population utilisée dans le cadre des études d'APD n'a pas été indiqué et l'annexe 2 donnant les calculs détaillés n'est pas été joint au rapport reçu. En utilisant les taux de croissance de 3.21 % par an indiqué dans le Plan de Développement communal de Natitingou et celui de 3.06 % donné pour le département de l'Atacora par le RGPH4, le tableau suivant donne les populations aux différentes horizons considérées.

Tableau 9 : Populations aux différents horizons considérés

Horizons	2013	2018	2021	2026	2030	2035
Populations considérées dans l'étude d'APD de 2018	53 284	61 173	66 457	76 297	85 208	97 824
Population estimée avec un taux de croissance de 3.21 % (PDC)	53 284	62 403	68 607	80 349	91 173	106 777
Population estimée avec taux de croissance de 3.06 % (RGPH4 pour l'Atacora)	53 284	61 951	67 814	78 844	88 947	103 414

Les résultats sont différents. Cependant, les différences sont relativement faibles (maximum de 3 %). Cette différence provient du taux de croissance de la population utilisée. Les déductions faites permettent de constater que le taux de croissance utilisé dans le cadre des études d'APD de 2018 est de 2.80 % contre 3.21 % donné par le PDC et 3.06 % indiqué dans le RGPH4 pour le département de l'Atacora.

4.1.2. Consommation spécifique en eau potable

Pour la détermination de la consommation spécifique en eau potable, l'APD de 2018 s'est basée sur les consommation spécifique réel des années 2013 à 2017 en considérant les volumes consommés sur les populations utilisatrices. Sur la base d'une valeur moyenne de 37 l/hab/jour et d'une hypothèse d'augmentation de la consommation spécifique de 0.50 l/hab/ j tous les deux ans, la consommation spécifique pour la ville de Natitingou a été estimée à 43 l/hab/j en 2035.

Cette consommation spécifique se trouve dans la bonne fourchette des consommation spécifiques généralement utilisées pour les villes secondaires (entre 35 l/hab/j et 50 à 60 l/hab/j).

4.1.3. Coefficients de majoration

Pour la détermination des paramètres de majoration à prendre en compte, l'APD de 2018 a classé la ville de Natitingou dans la catégorie II selon le plan directeur eau de 2000 (Consommation comprise entre 250 000 et 1 000 000 m^3 par an). Sur la base de cette classification, les paramètres suivants sont considérés :

- Coefficient de pointe journalière Cj : 1.275 ;
- Coefficient de pointe horaire Ch : 1.92 ;
- Coefficient de majoration Cm : 1.225.

Conformément au plan directeur eau considéré, le coefficient de majoration permet d'obtenir la consommation globale d'une ville en partant de la consommation domestique. En d'autres termes, la consommation globale est égale à la consommation domestique multipliée par un coefficient de majoration Cm.

Il se déduit alors le ratio RD comme étant l'inverse du coefficient de majoration Cm. Ce ratio permet d'obtenir la consommation spécifique domestique à partir de la consommation globale.

L'étude de 2018 définit également un ratio social, administratif et économique (RDSAE) à partir du ratio domestique. Pour la ville de Natitingou, ce ratio a été pris égal à 0.18.

4.1.4. Besoins en eau estimés

L'étude de 2018 avait estimé la demande totale en eau pour les différents horizons comme suit :

- Demande 2021 : 2 736 m^3/j ;
- Demande 2026 : 4 132 m^3/j ;
- Demande 2030 : 5 046 m^3/j ;
- Demande 2035 : 6 455 m^3/j.

En prenant en compte les taux de raccordements et les rendements des installations, les besoins et débits pour la ville de Natitingou se présente comme suit :

- Besoin jour de pointe 2021 : 3 388 m^3/j ; Débit d'eau brute 2021 : 154 m^3/h
- Besoin jour de pointe 2026 :5 118 m^3/j ; Débit d'eau brute 2026 : 233 m^3/h
- Besoin jour de pointe 2030 :6 249 m^3/j ; Débit d'eau brute 2030 : 284 m^3/h
- Besoin jour de pointe 2035 :7 994 m^3/j ; Débit d'eau brute 2035 : 363 m^3/h

Les débits horaires sont ainsi estimés pour un temps de fonctionnement des infrastructures de production de 22 heures par jour. Les rendements des réseaux et des systèmes de traitement considérés sont respectivement de 85 % et 90 %.

4.1.5. Estimation des déficits en eau

Le déficit en eau pour la ville de Natitingou est estimé en considérant les besoins estimés et les capacités de production déterminées en 2018. Les capacités de production sont considérées constantes jusqu'en 2035.

Ainsi l'étude de 2018 avait estimé les déficits à satisfaire comme suit avec une capacité de production estimée à 120 m^3/h :

- Déficit 2021 : 34 m^3/h ;
- Déficit 2026 : 113 m^3/h ;
- Déficit 2030 : 164 m^3/h ;
- Déficit 2035 : 243 m^3/h.

4.1.6. Avis sur l'estimation des besoins en eau

❑ **<u>Population considérée</u>**

La population considérée pour l'estimation des besoins est basée sur les populations des arrondissements urbains de la ville de Natitingou selon le recensement général de la population de 2013. Le taux de croissance utilisée 2.80 % est légèrement différent de celui indiqué dans le Plan de développement communautaire de Natitingou (3.21%) et de celui du département de l'Atacora

(3.06 %) donné par le recensement. Cependant, les différences maximales notées sont de 3% et sont relativement faibles à l'horizon du projet.

Sur la base des observations de la SONEB sur la version provisoire du rapport, un taux de croissance de 3.06% sera considéré pour la suite du projet.

- **Consommation spécifique en eau**

La consommation spécifique domestique considérée dans l'étude de 2018 est de 43 l/hab/j. Cette consommation spécifique rentre dans la fourchette des valeurs généralement admise pour les villes secondaires en Afrique (entre 35 qui est une valeur minimale préconisée par l'OMS et 60 l/hab/j qui est généralement utilisée dans des projets d'alimentation en eau potable). Cependant, sur la base des observations de la SONEB sur la version provisoire du rapport, il sera considéré une consommation spécifique de 45 l/hab/j pour l'année 2025 avec une projection à faire pour les autres années comme suit :

- 2030 : 50 l/hab/j
- 2035 : 55 l/hab/j.

- **Coefficients de majoration**

Des coefficients de majoration sont généralement utilisés pour prendre en compte des pics de consommation. Les coefficients considérés par l'étude de 2018 sont basés sur les données du plan directeur d'eau élaboré en 2000. De plus les valeurs considérées pour les coefficients de pointe journalière (1.275) et horaire (1.92) sont dans la bonne fourchette des valeurs généralement admises.

- **Rendement de traitement et des réseaux**

Les rendements utilisés sont de 85 % pour les réseaux de distribution et d'adduction et 90 % pour le traitement. Pour les traitements, un rendement de 90 % soit des pertes de 10 % sont corrects et peuvent être facilement atteints. Cependant, pour le rendement des réseaux, 85 % est un rendement très appréciable. Les discussions avec les différents responsables de la SONEB dans département concernés par le projet montrent que ce rendement n'est atteint dans aucune localité. Pour des raisons de sécurité, ce rendement peut être considéré comme un objectif à atteindre en 2035. Un rendement de 80 % semble plus accessible surtout si les infrastructures existantes sont maintenues. En effet, pour des nouveaux réseaux, une attention particulière peut être portée à la pose des conduites.

- **Capacité de production actuelle**

La capacité de production actuel est de 139 m^3/h. Cette production est légèrement supérieure à celle considérée dans l'étude de 2018 qui était (120 m^3/h).

- **Temps de fonctionnement des infrastructures de production et de traitement**

L'étude de 2018 a considéré un temps de fonctionnement de 22 heures par jour. Ce temps de fonctionnement est correct, il permet de disposer de deux heures de temps par jour pour des interventions ponctuelles est plus généralement utilisé.

❑ **Synthèse**

De manière synthétique, l'estimation des besoins en eau donnée dans l'APD de 2018 et celle effectuée dans le cadre du présent projet convergent sensiblement vers le même résultat. Quelques différences sont notées et proviennent essentiellement de :

- L'estimation des populations : la différence est de 3 % à l'horizon du projet ;
- Du rendement du réseau de distribution : un rendement de 85 % est considéré pour la distribution dans l'APD de 2018 ce qui semble être relativement optimiste d'après les discussions avec les responsables locaux de la SONEB. Un taux de 80 % semble être plus raisonnable ;
- La production actuelle : D'après l'état des lieux actualisé, la capacité de production actuelle est de 139 m^3/h. Elle était estimée en 2018 à 120 m^3/h ;
- Le temps de fonctionnement des équipements de production : L'étude de 2018 propose 22 heures par jour ce qui laisse juste 2 heures par jour pour des interventions nécessitant un arrêt total. Un temps de fonctionnement de 20 heures par jour pourrait être un meilleur compromis entre les nécessités de disposer d'assez de temps pour intervenir et le lissage des volumes de production et de pompage dans le temps. Sur la base des observations de la SONEB sur la version provisoire du rapport, il sera considéré un temps de fonctionnement des ouvrages de production et de traitement de 22 heures par jour.

4.2. STRATÉGIE DE RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE

4.2.1. Ressources en eau à mobiliser

L'étude de 2018 propose, pour satisfaire les besoins en eau de Natitingou, de ne mobiliser que des eaux souterraines avec la réalisation de nouveaux forages. Ainsi, il est proposé la réalisation de 17 forages positifs de débit moyen 8 m^3/h soit un débit total de 136 m^3/h. Le rapport précise que des missions d'étude géophysique ont été effectuées. À la suite de ces investigations, des points cibles pour forages ont été retenus. Cependant, le rapport ne donne pas les coordonnées des sites des forages, ni les caractéristiques techniques des forages ni de résultats d'études géophysiques.

4.2.2. Infrastructures proposées

Le système proposé consiste ainsi à :

- Réaliser et équiper 17 forages de 8 pouces avec un débit moyen de 8 m^3/h soit un débit total de 136 m^3/h ;
- Réhabiliter et équiper les stations de traitement existantes ;
- Construire et équiper une nouvelle unité de potabilisation sur le site de la station existante de Winké ;
- Construire et équiper un nouveau château d'eau de 1 000 m^3 pour le renforcement du stockage des eaux du système ;

- Mettre en place les équipements électriques et d'automatisme pour les nouvelles installations du système ;
- Poser des conduites de refoulement pour acheminer d'une part les eaux des forages vers la nouvelle unité de potabilisation de la station de traitement sur le site de Winké et d'autre part les eaux traitées vers le nouveau château d'eau à construire ;
- Etendre le réseau de distribution aux nouveaux quartiers ;
- Renforcer le réseau de distribution des quartiers existants.

Tenant compte des zones d'implantation des nouveaux forages, de la localisation des installations hydrauliques (station de traitement, château d'eau, etc.) et de la qualité des eaux, le rapport de 2018 avait proposé une réorganisation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Natitingou comme suit :

- Faire une adduction pure des eaux brutes de tous les nouveaux forages vers une nouvelle station de traitement pour stockage dans la bâche d'eau traitée à construire sur le même site après traitement. Cette bâche sera asservie avec les pompes des forages et les installations de la station de traitement ;
- Faire une adduction pure des eaux traitées et stockées dans la nouvelle bâche vers le nouveau château d'eau. Ce refoulement se fera à partir des pompes de reprise installées dans la salle de reprise jouxtant la bâche ;
- Alimenter gravitairement les abonnés de la ville à partir du nouveau château d'eau via le réseau de distribution existant à renforcer.

4.2.3. Avis sur la stratégie de renforcement de l'AEP de la ville de Natitingou

L'étude de 2018 avait ciblé les eaux souterraines comme unique source d'approvisionnement en eau potable. Ainsi, 17 forages de débit moyen 8 m^3/h soit un total de 136 m^3/h étaient prévus pour un déficit de 243 m^3/h en 2035. Les 17 forages prévus ne permettent donc de satisfaire que les besoins en eau en 2026 (déficit estimé à 113 m^3/h). Les débits d'exploitation attendus des forages étant faibles, le nombre de forages à réaliser est donc important. Pour satisfaire les besoins en eau de la ville en 2026, au total 24 forages et une station de traitement d'eau de surface seraient ainsi en fonctionnement dans la ville. Ce nombre de forages est donc relativement important. Il est donc intéressant de réaliser une analyse approfondie des ressources en eau de surface afin de trouver une alternative aux eaux souterraines, les débits d'exploitation étant relativement faibles. Le chapitre suivant donne une idée des ressources en eau de surface mobilisables pour la ville de Natitingou.

4.3. SYNTHÈSE DE L'ANALYSE DES DONNÉES DE BASE

Le tableau suivant donne une synthèse de l'analyse des données de base des études de 2018.

Tableau 10 : Synthèse de l'analyse des données de base de l'APD de 2018

Désignation	Proposition de l'étude de 2018	Observations
Population prise en compte	✓ Populations des arrondissements urbains de la ville de Natitingou ✓ Population de référence : 2013 suivant les résultats du RGPH de 2013 ✓ Taux de croissance considéré : 2.80 %	✓ Zone considérée conforme au périmètre d'intervention de la SONEB ✓ Population de référence de 2013 en adéquation avec les résultats du recensement de 2013 ✓ Taux de croissance utilisée plus faible que le taux de croissance du PCD (3.21%) et de l'Atacora selon le RGPH de 2013 (3.06%). Cependant les différences sont faibles (moins de 3%) à l'horizon 2035 **Un taux de croissance de 3.06% sera considéré**.
Consommation spécifique	43 l/hab/j en 2035	Consommation spécifique dans la fourchette des consommations spécifiques généralement utilisées (entre 35 et 60 l/hab/j). **Une consommation spécifique de 45 l/hab/j sera considérée pour 2025. Une projection sera effectuée pour les autres années comme suit :** ♦ **2030 : 50 l/hab/j** ♦ **2035 : 55 l/hab/j**
Rendement	✓ Traitement : 90% soit 10% de pertes ✓ Réseau 85% soit 15% de pertes	✓ Perte de traitement revu conformément aux directives de la SONEB ✓ Rendement du réseau très optimiste **Rendement de production et traitement : 5%** **Rendement du réseau réduit à 80% soit des pertes de distribution de 20%.**
Capacité de production actuelle	120 m^3/h	Capacité mise à jour de 139 m^3/h soit 19 m^3/h de plus du fait que des forages ont été remis en marche entre temps. **La capacité actuelle sera considérée égale à 139 m^3/h.** **Une capacité supplémentaire de 50 m3/h correspondant au projet en cours d'instruction sera considérée**
Temps de fonctionnement	22 heures par jour	Temps de fonctionnement acceptable car donne deux heures par jours pour des interventions sur les infrastructures de traitement et de production. **Il est maintenu pour la suite du projet.**
Infrastructures pour combler le déficit	17 forages de capacité 8 m^3/h soit au total 136 m^3/h.	Etudes géophysiques pas fournies Localisation des sites ciblés pour les forages pas indiqués Nombre relativement important de forages proposés pour satisfaire les besoins supplémentaires en 2026 et pas en 2035. **Il est intéressant de réaliser une analyse approfondie des ressources en eau de surface afin de trouver une alternative aux eaux souterraines, les débits d'exploitation étant relativement faibles.**

V. MISE À JOUR DES DONNÉES DE BASE

5.1. ESTIMATION DES BESOINS

5.1.1. Populations prises en compte

Les populations à considérer ont été ré-évaluée sur la base d'un taux de croissance de 3.06% comme indiqués par la SONEB.

Tableau 11 : Populations aux différents horizons

Horizons	2013	2025	2030	2035
Populations considérées dans l'étude d'APD de 2018	53 284	74 219	85 208	97 824
Population retenue après observation de la SONEB	53 284	76 503	88 947	103 414

5.1.2. Coefficients de majoration

Pour les besoins en eau du projet, les propositions suivantes sont faites en ce qui concerne les coefficients de majoration à appliquer :

- Rendement du réseau de distribution : 85% ;
- Pertes de production et de traitement 5%;
- Coefficient de pointe saisonnière : 1.05 ;
- Coefficient de pointe journalière : 1.10 ;

Par ailleurs les hypothèses de calcul suivante sont retenues :

- Consommation spécifique :
- 2025 : 45 l/hab/j ;
- 2025 : 50 l/hab/j ;
- 2025 : 55 l/hab/j ;
- Temps de fonctionnement par jour : 22 heures.

5.1.3. Estimation des besoins en eau

Le tableau suivant donne l'estimation des besoins en eau brute et de consommation pour les horizons 2025, 2030 et 2035.

Tableau 12 : Estimation des besoins en eau pour différents horizons

Années	Population	Besoins nets journaliers Qj (m3/j)	Besoins journaliers (m3/j) y/c pertes distribution Qd	Besoins journaliers (m3/j) y/c de production Qp	Débit moyen horaire eau brute à traiter (m^3/h) Qb
2025	76 503	4 166	4 790	5 030	229
2030	88 947	5 381	6 188	6 498	295
2035	103 414	6 882	7 915	8 310	378

5.1.4. Bilan ressources / besoins

Le bilan ressources besoins est fait à partir des besoins estimés pour les différents horizons et la capacité actuelle des infrastructures de production d'eau. Cette capacité actuelle sera considérée constante jusqu'en 2035.

Tableau 13 : Capacités de la station de traitement aux différents horizons

Années	Production totale nécessaire (m^3/h)	Capacité existante (m^3/h)	Capacité nouvelles filières (m^3/h)
2025	229	189	40
2030	295	189	106
2035	378	189	189

Le déficit de production sera ainsi de **40 m^3/ h en 2025**. Elle augmentera jusqu'à **189 m^3/h** en 2035 en passant par **106 m^3/h** en 2030 avec les hypothèses considérées et pour une couverture à 100% des besoins. On considérera les chiffres arrondis suivants pour la suite du projet pour les besoins à combler :

- 2025 : 40 m^3/h ;
- 2030 : 110 m^3/h ;
- 2035 : 200 m^3/h.

5.2. DONNÉES HYDROLOGIQUES

5.2.1. Démarche méthodologique

La démarche méthodologique adoptée pour l'atteinte de l'objectif de la mission repose sur les points suivants :

- entretien avec les responsables des services déconcentrés de la SONEB dans chacun des départements de la zone d'étude;
- entretien avec le Chef d'Exploitation de la SBEE de l'Atacora ;
- prise de contact avec les services techniques des mairies concernées ;
- visite des retenues d'eau ;
- examen visuel des ouvrages intégrant de très nombreux paramètres, et permettant de détecter les anomalies et désordres susceptibles d'affecter le barrage ;
- collecte de données sur les retenues d'eau en présence d'un représentant des structures en charges de l'exploitation des retenues (géo référencement de chaque barrage, estimation de sa capacité, sa situation dans le réseau hydrographique, son régime, son état actuel, les évènements majeurs depuis sa réalisation, etc.) par une approche participative des différents acteurs ;
- description de l'état actuel des principaux ouvrages des retenues (digue, évacuateur de crue et la cuvette) ;
- usages actuels des retenues d'eau ;

- renseignement des fiches élaborées à cet effet ;
- rédaction du rapport de mission.

Par ailleurs, la surface du plan d'eau est obtenue à partir de la prise des coordonnées des points au GPS au niveau des deux rives en suivant au mieux le contour délimité par la surface du plan d'eau.

5.2.2. Retenues d'eau existantes autour de Natitingou

Dans la commune de Natitingou, il a été dénombré au total quatre (04) retenues d'eau. Seules celles de l'arrondissement de Perma sont un peu plus grandes. Malheureusement, elles sont au-delà de 20 km de Natitingou centre. La plus proche de la ville de Natitingou est la retenue de Ouroubonna (Tiatiko) située à environ 3,7 km de la ville. Elle est déjà sous exploitation par la SONEB pour l'alimentation en eau potable de Natitingou. En réalité c'est une retenue concentrée au niveau du lit large de 6 m environ sur plus de 2 Km. Il faut noter que c'est la plus ancienne des retenues de la commune car elle a été réalisée en 1967 (DGR et DGEau, 2019). La seconde retenue proche de la ville est à moins de 15 km (Retenue de Pouya). Elle présente des signes de dégradation. Le Tableau suivant présente quelques caractéristiques des retenues d'eau de la commune de Natitingou. Le positionnement des coordonnées géographiques de ces retenues montre que les deux retenues proches de la ville dans le prolongement d'un même cours d'eau et se retrouvent dans le même bassin versant. En dehors de la retenue de Ouroubonna (Tiatiko) qui est orientée vers la consommation, les autres ouvrages sont destinés aux activités hydroagricoles (DGR et DGEau, 2019).

Tableau 14 : Caractéristiques des retenues d'eau de Natitingou

Arrondis-sements	Retenue d'Eau	XPR	YPR	Distance au chef-lieu (Km)
Kotopounga	RE de POUYA	334493	1140416	12,10
Kouaba	RE de KOUKOUABIRGOU	303869	1134572	19,2
Natitingou ii	**RE de OUROUBONNA (Tiatiko)**	**326345**	**1139571**	**3,7**
Perma	RE de TEPENTE	336833	1117060	1 km de Perma et 21, 7 km de Natitingou centre
Perma	RE de PERMA CENTRE	329463	1119282	7,6 km de Perma et 25 km de Natitingou centre

Source enquête de terrain Juillet 2021, DGR et DGEau, 2019

5.2.2.1. Retenue de Thatiko

- **Etat actuel de la retenue**

La visite de terrain a permis de constater que la SONEB exploite par prélèvement direct le cours d'eau Thiatiko. Il n'y a aucun ouvrage de mobilisation d'eau érigé en cet endroit de prélèvement de l'eau par la SONEB.



Photo 23 : Point de prélèvement d'eau de la SONEB au niveau du cours d'eau Thiatiko

Environ à 300 m de ce point de prélèvement, il est érigé au travers du cours Thiatiko, un seuil déversant aux fins de rehausser la lame d'eau dans le lit du cours pour faciliter le pompage pour les activités agricoles de la société SONAFEL par le passé. Le seuil déversant est en béton avec l'apparition des fissures et déverse l'eau de façon homogène.



Photo 24 : Seuil déversant sur la rivière Thiatiko

C'est d'ailleurs la présence de ce seuil qui permet par effet remous à la station de pompage de disposer d'un tirant d'eau considérable pour empêcher que les crépines ne soient dénoyées. Thiatiko est un cours d'eau dont le régime d'écoulement est saisonnier. En aval à moins de 20 m de ce seuil, le court d'eau traverse une voie à travers un ouvrage de franchissement qui en période de crue est submergé. Les relevés altimétriques et planimétriques pris sur le site se présentent ainsi qu'il suit:

- Le point de captage de la SONEB est situé à 300 m du seuil déversant ;
- La côte du point de captage est 381 m alors que celle du seuil déversant est 377 m ;
- La côte du tablier de l'ouvrage de franchissement est 380 m ;

- La largeur du cours d'eau au point de captage est 12 m ;
- La largeur du Seuil est de 6 m et sa hauteur, 2 m environ.

❑ **Caractéristique et production en eau du Bassin versant du cours d'eau Thiatiko à la station de pompage de la SONEB**

Le bassin versant du cours d'eau Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou a une superficie de 203,42 km2. Ce bassin versant est alimenté par un réseau hydrographique assez important.



Figure 5 : Bassin versant du cours d'eau Thiatiko

Les caractéristiques morphologiques de ce bassin versant sont présentées dans le tableau suivant. De ce tableau il ressort que le bassin versant a une forme allongée avec une pente globale moyenne de 5,5 ‰.

Tableau 15 : Caractéristique du bassin versant du barrage de Djougou

Paramètres	Valeurs
Pluie annuelle (mm)	1041,5
Superficie (Km^2)	203,4
Périmètre (Km)	100,7
Pente (m/km)	5,5
KG	2,0
Coefficient de Ruissellement (%)	7,6

Les différentes composantes du volume de ruissellement de la crue décennale du cours d'eau Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou sont présentées dans le tableau

suivant. De l'analyse de ce tableau, il ressort que le débit moyen décennal de ce bassin versant au droit du barrage est de 16,5 m^3/s.

Tableau 16 : Estimation des volumes ruisselés et de la crue décennale du bassin versant de Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou

Paramètres	Valeurs
Pluie annuelle (mm)	1041,5
Superficie (Km^2)	203,4
Périmètre (Km)	100,7
P_{10} (mm)	110,3
P_{100} (mm)	154,8
K	0,7
P_{m10} (mm)	80,4
K_{r10} (%)	32,8
H_{r10} (mm)	26,4
V_{r10} (1000 m^3)	**5361,1**
$T_{b10\ (s)}$	5428,0
T_{m10} (min)	1791,2
Q_{m10} (m^3/s)	**16,5**
Q_{max10} (m^3/s)	47,2
Q_{xr10} (m^3/s)	42,9
Q_{ret10} (m^3/s)	4,3
V_{ret10} (1000 m^3)	1396,7
V_{c10} (1000 m^3)	6757,8
C	2,4
Q_{100} (m^3/s)	**115,3**

5.2.2.2. Retenue de Yeripao

- **Etat actuel de la retenue**

Le barrage de Yeripao est un barrage hydroélectrique en béton qui produit de l'énergie électrique pendant la saison pluvieuse. Il se comporte bien du point de vue structurel et ne présente aucune dégradation due à l'usure du temps.

Cependant, la cuvette de l'ouvrage est menacée d'ensablement. Cette situation a pour corolaire, la réduction de la capacité réelle de l'ouvrage. La capacité de conception de la retenue est de 4300m^3. Pour une défaillance d'un équipement (pièce de rechange), le barrage n'est plus exploité. Dès lors, la vanne de vidange est en permanence ouverte.

La SBEE n'a pu mettre à notre à disposition, la mémoire technique des études pour mieux apprécier les hypothèses de calcul en ce qui concerne les besoins en eau nécessaire pour la production d'énergie électrique. De ce fait, l'option d'une prise d'eau en amont du barrage et donc dans la retenue est proscrite.

❑ Caractéristique et production en eau du Bassin versant du barrage de Yeripao

Le bassin versant du barrage de Yeripao a une superficie de 74,95 km2 et alimenté par une partie du réseau hydrographique du cours d'eau Thiatiko.



Figure 6 : Bassin versant du cours d'eau Yéripao

Les caractéristiques morphologiques de ce bassin versant sont présentées dans le tableau suivant. De ce tableau il ressort que le bassin versant a une forme allongée avec un pente globale moyenne de 2,3 ‰.

Tableau 17 : Caractéristique du bassin versant du barrage de Yeripao

Paramètres	Valeurs
Pluie annuelle (mm)	1041,5
Superficie (Km^2)	75,0
Périmètre (Km)	55,4
Pente (m/km)	2,3
KG	1,8
Coefficient de Ruissellement (%)	7,6

Les différentes composantes du volume de ruissellement de la crue décennale du cours d'eau alimentant le barrage de Yeripao sont présentées dans le tableau suivant. De l'analyse de ce tableau, il ressort que le débit moyen décennal de ce bassin versant au droit du barrage est de 9,03 m^3/s.

Tableau 18 : Estimation des volumes ruisselés et de la crue décennale du bassin versant du barrage de Yeripao

Caractéristiques	Valeurs
Pluie annuelle (mm)	1041,5
Superficie (Km^2)	75,0
Périmètre (Km)	55,4
P_{10} (mm)	110,3
P_{100} (mm)	154,8
K	0,8
P_{m10} (mm)	86,0
K_{r10} (%)	34,6
H_{r10} (mm)	29,8
V_{r10} (1000 m^3)	**2232,7**
$T_{b10\ (s)}$	4126,2
T_{m10} (min)	1361,6
Q_{m10} (m^3/s)	**9,0**
Q_{max10} (m^3/s)	25,8
Q_{xr10} (m^3/s)	23,5
Q_{ret10} (m^3/s)	2,3
V_{ret10} (1000 m^3)	581,7
V_{c10} (1000 m^3)	2814,4
C	2.3
Q_{100} (m^3/s)	**60,0**

❑ Synthèse

Le bassin versant du barrage de Yeripao est un prolongement en amont du bassin versant du cours d'eau Thiatiko à la station de pompage de la SONEB de Natitingou. Ainsi, les deux bassins versants sont drainés par le même cours d'eau. A cet effet, le volume d'eau mobilisé au niveau du barrage de Yeripao serait moins important pour servir à la fois le turbinage et la production d'eau potable. Le cours d'eau Thiatiko étant plus important et plus proche de la ville de Natitingou, il est proposé de le retenir pour la suite du projet. Son bassin versant et sa surface sont suffisant pour l'alimentation en eau potable de la ville.

VI. ÉTUDE DES OPTIONS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

6.1. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU BRUTE

Les résultats des calculs de débits sont synthétisés dans le tableau suivant pour les horizons 2020, 2026, 2030 et 2035. Les calculs détaillés sont annexés (annexe).

Tableau 19 : Capacités de la station de traitement aux différents horizons

Années	Capacité retenue	
	m^3/h	m^3/j
2025	40	880
2030	110	2420
2035	200	4400

Les besoins en eau brutes pour l'horizon 2035 sont de 5 400 m^3/j ou 200 m^3/h pour 22 heures par jour.

6.2. OPTIONS DE PRODUCTION ET DE TRAITEMENT

Pour la production et le traitement des eaux, les débits des forages étant très faibles, la production d'eau brute par eau de surface est retenue. Sur cette base, deux options sont retenues.

- **Option 1** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec deux filières indépendantes d'une station de type compacte : 2 x 100 m^3/h ;
- **Option 2** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec une station en béton armé : Une station de capacité 200 m^3/h en deux filières parallèles.

6.2.1. Option 1 : eaux de surface avec station compacte

6.2.1.1. Production d'eau brute

Pour cette variante, la production d'eau brute sera assurée par les eaux de surface de la rivière de Tiatiko. Il sera réalisé une station de traitement compacte en deux filières indépendantes de 100 m^3/h chacune.

6.2.1.2. Traitement

❑ **Filière de traitement proposée**

La station de traitement comportera schématiquement les principaux éléments suivants (d'amont en aval) :

- arrivée d'eau brute ;
- une station compacte de traitement d'eau potable de capacité nominale 100 m^3/h comprenant :
  - un module de décantation avec chambres de coagulation, floculation ;
  - deux modules de filtration ;

- un module de bassin tampon ;
- un local technique.

- un réservoir de stockage d'eau traitée ;
- un transformateur et un groupe électrogène de secours.

La filière générale de base proposée pour le traitement de l'eau est la suivante, d'amont en aval :

- injection d'hypochlorite de calcium (en préchloration), de sulfate d'alumine (coagulant), d'un polymère de synthèse (adjuvant de floculation) et de chaux (lait de chaux pour ajustement du pH de coagulation) ;
- coagulation/floculation, puis clarification de l'eau dans un floculateur/clarificateur ;
- stockage intermédiaire de l'eau clarifiée, dans une bâche intermédiaire, puis reprise de l'eau clarifiée par groupes électropompes ;
- filtration de l'eau clarifiée sous pression ;
- désinfection finale à l'hypochlorite de calcium ;
- stockage de l'eau filtrée et désinfectée dans un réservoir de stockage ;
- raccordement de l'eau du réservoir vers le réservoir existant, la neutralisation finale de l'eau étant effectuée par injection d'eau de chaux dans la bâche d'eau traitée, après désinfection.

La neutralisation finale de l'eau brute, est prévue par injection d'eau de chaux au niveau des réservoirs d'eau traitée (après l'injection de l'hypochlorite de calcium). Cette disposition permet d'assurer une désinfection finale plus efficace dans les réservoirs de stockage parce que l'eau filtrée l'a été à bas pH.

❑ Organisation générale de la station de traitement

La station comprend :

- une arrivée d'eau brute ;
- une chambre de coagulation ;
- une chambre de floculation ;
- un décanteur de type lamellaire ;
- Deux filtres à sable disposés parallèlement ;
- Un local technique ;
- Un bassin tampon d'eau traitée ;
- Une bâche à eau connectée à la bâche existante.

❑ Arrivée eau brute

L'approvisionnement en eau brute de la station se fait par pompage depuis la prise à travers une conduite de refoulement DE 200 mm en fonte. Un débitmètre installé à l'arrivée au niveau de la station permettra de mesurer le débit d'arrivée d'eau brute et une vanne de réglage responsable du contrôle du débit d'arrivée à la station.

- **Floculateur/coagulateur/décanteur**

Le floculateur/coagulateur/décanteur comporte quatre (04) compartiments :

- Un compartiment de 0.8 m^3 avec injection de d'hypochlorite de calcium provenant du local technique. Il recevra également le sulfate d'alumine et une solution de chaux nécessaire à la floculation. Ce compartiment est équipé d'un agitateur rapide (124 tr/min) permettant le mélange du chlore et du coagulant ;
- Un compartiment de 10 m^3 équipé d'un agitateur lent (26 tr/min) permettant l'homogénéisation de la solution de chlore et de floculant. Ce compartiment est équipé d'une vanne manuelle de vidange ;
- Une chambre de floculation par décantation lamellaire de 30 m^3. Cette chambre est composée d'un bloc lamellaire (lamelles disposées en nid d'abeille) en partie supérieure et d'une zone de soutirage automatique des boues en partie inférieure.
- Un compartiment de transfert de 6.5 m^3 équipé d'une vanne manuelle vidange.

L'ouvrage est équipé de/d':

- Une échelle avec passerelle de visite pour contrôle et maintenance ;
- 12 vannes pour vidange des boues. Ces vannes doivent pouvoir s'ouvrir individuellement et en permutation pendant un temps variable de 1 à 20 secondes, toutes les heures.

L'ensemble est sous forme de conteneur de dimension 12 m de longueur sur 2.40 m de largeur pour une hauteur de 2.50 m. Elle est protégée à l'intérieur par une couche de peinture Époxy alimentaire.

- **Poste de filtration**

La station comprend deux filtres à sable d'un volume de 21 m^3 chacun. Chaque filtre a une capacité de traitement de 100 m^3/h. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Dimensions : 6 m x 2.4 m x 2.5 m (haut) ;
- Protection intérieure : peinture Époxy alimentaire.

Cette configuration permet l'utilisation d'un filtre en mode filtration et un filtre en mode lavage/rinçage.

Le filtre à sable se présente sous forme de cylindre horizontal de diamètre 2.20 m et de longueur 6 m, positionné de façon horizontale et mis en place dans une structure rigide et parallélépipédique de type container. Un fonctionnement par cycles, soit de filtration, soit de lavage/rinçage (1 en filtration, 1 en lavage) a été retenu.

- **Local technique**

Le local technique abrite les différentes pompes ainsi que les équipements électriques et de commande de la station. Il s'agit d'un conteneur de 40 pieds en deux compartiments. Il comprend les équipements suivants :

- **Compartiment 1 :**

- **Une unité de chloration** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1).

Le tableau suivant donne le débit des pompes doseuses.

Tableau 20 : Débit des pompes doseuses pour la chloration : option 1

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/h	100
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	27.78
Dosage maximum d'hypochlorite de calcium	g/m^3	7
Concentration de la préparation	kg/m^3	10
Demande en hypochlorite de calcium		
Demande en produit	kg/h	0.70
Demande de solution	l/h	70.00
Débit de pompage	**l/h**	**70**

- **Une unité de préparation et d'injection de sulfate d'alumine** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1).

Le tableau suivant donne le débit des pompes doseuses.

Tableau 21 : Débit des pompes doseuses de sulfate d'alumine : option 1

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 200
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	27.78
Dosage maximum de sulfate d'alumine	g/m^3	80
Concentration de la préparation	kg/m^3	250
Demande en sulfate d'alumine		
Demande en produit	kg/h	8.00
Demande de solution	l/h	32
Débit de pompage	**l/h**	**32**

- **Une unité de préparation de charbon actif** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1).

Le tableau suivant donne le débit des pompes doseuses.

Tableau 22 : Débit des pompes doseuses de charbon actif : option 1

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 200
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	27.78
Dosage maximum de charbon actif	g/m^3	10
Concentration de la préparation	kg/m^3	10
Demande en charbon actif		
Demande en produit	kg/h	1.00
Demande de solution	l/h	100.00
Débit de pompage	**l/h**	**100**

- **Une unité de préparation et d'injection de lait de chaux** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur, de deux pompes doseuses (1+1) et un saturateur à eau de chaux.

Le tableau suivant donne le débit des pompes doseuses.

Tableau 23 : Débit des pompes doseuses de lait de chaux : option 1

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 200
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	27.78
Dosage maximum de lait de chaux	g/m^3	30
Concentration de la préparation	kg/m^3	100
Demande en lait de chaux		
Demande en produit	kg/h	3.30
Demande de solution	l/h	33.00
Débit de pompage	**l/h**	**33**

- Un poste de préparation de polymère. Le tableau suivant donne les calculs pour la quantité de polymère.

Tableau 24 : Quantité de polymère : option 1

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 200
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	27.78
Dosage maximum de polymère	g/m^3	2
Concentration de la préparation	kg/m^3	1
Demande en polymère		
Demande en produit	kg/h	0.20
Demande de solution	l/h	200.00
Débit de pompage	**l/h**	**200**

➢ **Compartiment 2 :**

- **Un surpresseur d'air** à utiliser lors de la phase de lavage/rinçage d'un filtre en envoyant de l'air à contre-courant afin d'évacuer les particules retenues par le sable filtrant ;
- **Des pompes de transfert d'eau décantée vers les filtres qui servent également au lavage des mêmes filtres** : Elles sont au nombre de 4. Elles assurent le transfert des eaux décantées à travers les filtres (deux groupes par filtre dont un groupe en secours). Dans un sens elles permettent d'alimenter les filtres en eau à traiter. Dans l'autre sens, elles permettent le lavage des filtres. Le sens de l'eau est géré par des vannes ;
- **Armoire électrique de commande** pour l'alimentation générale, la protection et la gestion automatique des différents équipements. L'armoire électrique sera équipée de détecteur d'incendie ;
- **Une climatisation** adaptée pour les deux compartiments.

❑ **Bassin tampon**

Il est prévu un bassin tampon de 50 m^3 en PRV. Elle stocke l'eau traitée qui sert également au lavage des filtres. Il est muni d'une vanne flotteur. Il sera asservi à la bâche de stockage d'eau traitée par un dispositif électrique (poire de niveau).

❑ **Bâche à eau traitée**

Le bassin tampon est connecté à une bâche à eau de capacité 200 m^3 en PRV soit pour une autonomie de 2 h de fonctionnement de la station.

❒ **Lits de séchage des boues**

Deux lits de séchage sont prévus pour recevoir et décanter les boues. L'eau décantée sera ensuite rejetée. Les lits auront les dimensions de **6.00 m x 6.00 m**.

❖ **Ouvrages annexes**

Pour le fonctionnement de la station de traitement, des ouvrages annexes sont prévus :

- Une salle des machines abritant les pompes de refoulement des eaux traitées. Elle sera réalisée au-dessus de la bâche d'eau traitée avec une toiture qui surplombera également les filtres.
- Un local technique comprenant une salle de contrôle, un magasin de conservation des réactifs où seront installées les pompes doseuses et les bacs des réactifs ainsi qu'un magasin de stockage des pièces de rechange.

6.2.2. Option 2 : eaux de surface avec station de traitement en béton armé

Pour cette option, la prise est idem que pour l'option 1. Le traitement est cependant fait avec une station en béton armé. La station de traitement sera de conception simple et comportera les ouvrage et équipements suivants :

- Arrivée d'eau brute ;
- Une chambre de pré-oxydation et de correction du PH ;
- un décanteur sera de type lamellaire ;
- des agitateurs à grande vitesse pour avoir un mélange intégral des réactifs de floculation pour prendre en compte les périodes de forte turbidité de l'eau consécutive aux pluies. De même les agitateurs à faible vitesse généralement utilisés pour maintenir l'homogénéité dans la chambre de floculation, seront nécessaires ;
- des filtres gravitaires ;
- des pompes de dosage ;
- une bâche de stockage d'eau traitée ;
- un local technique abritant les différents équipements, les outils d'exploitations et les produits de dosage.

La station sera conçue en deux filières parallèles de capacité chacune **100 m^3/h** en eau brute.

❒ **Arrivée eau brute**

L'approvisionnement en eau brute de la station se fait par pompage depuis la prise à travers une conduite de refoulement. Un débitmètre installé à l'arrivée au niveau de la station permettra de mesurer le débit d'arrivée d'eau brute et une vanne de réglage responsable du contrôle du débit d'arrivée à la station.

❒ **Injection de réactifs de pré-oxydation et correction de pH**

En attendant de disposer de données d'analyse des eaux brutes plus détaillées, par mesure de prudence, il sera prévu une injection de chlore dans la conduite d'amenée.

Les taux de traitement prévus (qui dépendent de la turbidité de l'eau brute et de son pH) sont les suivants :

- Préchloration pour la pré-oxydation : 10 mg/l ;
- Chaulation pour la correction du pH : 30 mg/l.

Le tableau suivant donne le prédimensionnement des ouvrages et équipements de pré-oxydation et de correction du pH.

Tableau 25 : Prédimensionnement des ouvrages et équipements de pré-oxydation et de correction du pH : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Données			
Débit journalier (Qd)	m^3/j	Donnée	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (t)	h	Donnée	22.00
Débit instantané (Qi)	l/s	Qi = Qd/t	33.33
Demande en chlore pour la pré-oxydation			
Dose moyenne (d)	g/m^3	Donnée	10.00
Pureté du produit commercial (Pc)	%	Donnée	70.00
Concentration de produit commercial (Cc)	kg/m^3	Donnée	25.00
Demande en produit pur (Cp)	kg/h	Cp = Qi x d	1.10
Demande en produit commercial (Dc)	kg/h	Dc = Cp x Pc	1.57
Demande de solution (Ds)	l/h	Ds = Dc x Cc	68.57

Tableau 25 : Prédimensionnement des ouvrages et équipements de pré-oxydation et de correction du pH : option 2 (suite)

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Réservoir et pompes			
Volume minimal du réservoir (Vr)	m^3	Vr = Ds x t	1.51
Volume retenu	m^3	Arrondi de Vr	1.50
Débit de pompage	l/h	Arrondi de Ds	70.00
Demande en chaux pour la correction du pH			
Dose moyenne (d)	g/m^3	Donnée	30.00
Pureté du produit commercial (Pc)	%	Donnée	95.00
Concentration de produit commercial (Cc)	kg/m^3	Donnée	30.00
Demande en produit pur (Cp)	kg/h	Donnée	3.300
Demande en produit commercial (Dc)	kg/h	Dc = Cp x Pc	3.689
Demande de solution (Ds)	l/h	Ds = Dc x Cc	126.32
Réservoir et pompes			
Volume minimal du réservoir	m^3	Vr = Ds x t	2.78
Volume retenu	m^3	Arrondi de Vr	3.00
Débit de pompage	l/h	Arrondi de Ds	130

L'injection d'hypochlorite de sodium et de chaux pour la pré-oxydation et la correction du pH se fera directement sur la conduite d'amenée. Les pompes d'injection seront installées dans le local technique dans une configuration 1+1 (une pompe en fonctionnement et une en secours). Les réactifs seront préparés dans un (01) bac en PEHD de volume 1 500 l pour l'hypochlorite de sodium et dans un (01) bac de 3 000 l pour le lait de chaux.

❒ Chambre de mélange rapide

Le rôle de la chambre est de mélanger les réactifs avec l'eau brute. Pour ce faire, il sera installé un agitateur à grande vitesse pour obtenir un mélange complet et homogène de l'eau à traiter avec les dissolutions des réactifs dosées.

Les dimensions utiles de la chambre de mélange rapide sont celles exposées dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Dimensions utiles de la chambre de mélange rapide : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Données de base			
Débit journalier (Qd)	m^3/j	Donnée	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	Donnée	22
Débit instantané (Q)	l/s	Donnée	33.33
Durée de rétention (tr)	s	Donnée	180
Gradient de vitesse (G)	s^{-1}	Donnée	100-1000
Gradient de vitesse retenu (G)	s^{-1}	Donnée	350
Nombre de chambre (N)	u	Donnée	2.00

Tableau 27 : Dimensions utiles de la chambre de mélange rapide : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Dimensionnement			
Volume total chambre (Vc)	m^3	Vc = Q x Tr	6.00
Dimensions choisies pour chaque chambre			
Longueur (L)	m	Choisi	2.00
Largeur (l)	m	Choisi	2.00
Hauteur (h)	m	Choisi	1.50
Volume unitaire réel (Vr)	m^3	Vr = Lx l x h	6.00
Volume réel total (Vt)	**m^3**	Vt = Vr x N	**6.00**

On considérera deux chambres de mélange rapide d'eau brute de dimensions unitaires **2.00 m x 2.00 m** pour une profondeur de **1.50 m**.

Elles seront collées à la chambre de floculation par une pente latérale dans le sens de la largeur.

L'addition des réactifs se fait dans la chambre de mélange rapide. Dans le but d'optimiser le dosage, l'addition de ceux-ci se fait uniquement si c'est nécessaire en raison de la qualité de l'eau d'arrivée. Un dosage des réactifs qui s'adapte aux besoins réels de la station sera ainsi déterminé ce qui permet de réduire les charges d'exploitation.

Chaque ouvrage sera équipé d'un agitateur tripal (3 pales disposées à 120°, l'une de l'autre), assurant le gradient de vitesse requis, afin que la distribution des réactifs soit la plus uniforme dans tout le volume de l'ouvrage. Les raccordements amont et aval de chacun des deux (02) ouvrages sont les suivants :

- La conduite d'arrivée d'eau brute DE 150 mm provenant de l'ouvrage d'arrivée ;
- Une vanne papillon motorisée DE 150 mm à commande électrique actionnables depuis la salle de contrôle ou localement sur la conduite provenant de l'ouvrage d'arrivée et de répartition ;
- Une vanne manuelle DE 150 mm sur la conduite provenant de l'ouvrage d'arrivée et de répartition.

Une conduite de vidange DE 150 mm munie d'une vanne sera prévue.

❒ Chambres de coagulation/floculation

Après la chambre de mélange rapide, l'eau passe dans les deux chambres de floculation, conçues pour rendre la formation de flocs plus facile et ainsi améliorer le processus de décantation postérieur. Dans le but de maintenir le mélange et l'homogénéité, tout en évitant la décantation mais sans provoquer que les flocs créés ne se cassent, il y aura deux agitateurs à faible vitesse. La chambre de floculation est composée de deux unités situées en parallèle, ce qui améliore les conditions de mélange en raison de leur taille et rapports dimensionnels, tout en facilitant les travaux d'entretien et de réparation en cas de panne car il est possible d'arrêter et de vider complètement une des lignes sans avoir à interrompre l'activité de la station.

Les dimensions utiles des chambres de coagulation/floculation sont celles présentées dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Dimensions utiles des chambres de coagulation/floculation : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Données de base			
Débit journalier (Qd)	m^3/j	Donnée	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	Donnée	22
Débit instantané (Q)	l/s	Donnée	33.33
Durée de rétention (tr)	s	Donnée	1 200
Gradient de vitesse (G)	s^{-1}	Donnée	20 - 50
Gradient de vitesse (G) choisi	s^{-1}	Donnée	50
Nombre de chambres (N)	u	Donnée	2
Dimensionnement			
Volume utile total nécessaire Vt	m^3	Vt = Q x tr	40.00
Volume unitaire nécessaire Vu	m^3	Vu = Vt/N	20.00
Dimensions de chaque chambre			
Longueur (L)	m	Choisi	3.00
Largeur (l)	m	Choisi	3.00
Hauteur (h)	m	Choisi	2.30
Volume unitaire réel (Vr)	m^3	Vr = Lx l x h	20.70
Volume réel total (Vt)	**m^3**	Vt = Vr x N	**41.40**

On considérera deux (02) chambres de dimensions unitaires **3.00 m x 3.00 m** pour une profondeur de **2.30 m**. Elles seront collées aux décanteurs par une pente latérale dans le sens de la largeur.

Chaque chambre de coagulation sera munie d'agitateurs lents et d'agitateurs rapides. Les caractéristiques de ces agitateurs (type et puissance) sont données dans le paragraphe traitant des aspects électromécaniques.

❒ Injection de réactifs de coagulation/floculation

La conservation des produits et la préparation des solutions sont à réaliser dans le local technique prévu dans la station. De même ce bâtiment abritera les pompes doseuses ainsi que leurs équipements électriques et de commandes. Le réactif de coagulation proposé est le sulfate d'alumine très couramment utilisé notamment pour les stations existantes.

Le tableau suivant donne le dimensionnement des ouvrages et équipements d'injection de réactifs de coagulation/floculation.

Tableau 29 : Dimensionnement des ouvrages et équipements de coagulation/floculation : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Données			
Débit journalier (Qd)	m^3/j	Donnée	2 640.00
Nombre d'heures de fonctionnement (t)	h	Donnée	22.00
Débit instantané (Qi)	l/s	Qi = Qd/t	33.33
Dose moyenne de coagulant (d)	g/m^3	Donnée	80.00
Pureté du produit commercial (Pc)	%	Donnée	52.00
Concentration de produit commercial (Cc)	kg/m^3	Donnée	300.00
Demande en sulfate			
Demande en produit pur (Dp)	kg/h	Dp = Qi x d	9.60
Demande en produit commercial (Dc)	kg/h	Dc = Dp x Pc	18.46
Demande de solution (Ds)	l/h	Ds = Dc x Cc	61.54
Réservoir et pompes			
Volume minimal du réservoir (Vm)	m^3	Vm = Ds x t	1.35
Volume retenu	m^3	Arrondi de Vm	1.50
Débit de pompage	l/h	Arrondi de Ds	62

L'injection de coagulant se fera dans la chambre de mélange rapide. Les pompes d'injection seront installées dans le local technique dans une configuration 1+1 (une pompe en fonctionnement et une en secours). Le sulfate d'alumine (réactif de coagulation) sera préparé dans un bac qui sera installé dans le local technique. Le bac sera en PEHD de volume 1 500 l.

❒ Décantation lamellaire

Un décanteur de type lamellaire plus efficace sera considéré. Après les chambres de floculation, l'eau circule jusqu'à l'étape de décantation. La solution technique que nous proposons est un décanteur statique de type lamellaire de forme hexagonale disposées en nids d'abeille, composé de deux lignes en parallèle. Le fait d'avoir deux lignes en parallèle rend non seulement le fonctionnement hydraulique plus simple, mais aussi les tâches d'entretien et de réparations, car il est possible d'arrêter et de vider complètement une des lignes sans avoir à interrompre l'activité de la station.

Le décanteur sera couvert dans sur 1/3 de sa longueur. Cette partie couverte sera séparée de l'autre partie par une paroi plongeant de 0.80 m de hauteur.

L'alimentation se fait depuis la zone inférieure grâce à un canal de répartition à section variable pour chacune des lignes qui assurent une répartition équitable tout au long du décanteur, en évitant ainsi que des voies préférentielles et/ou des turbulences ne se forment à l'entrée.

Les dimensions utiles des lignes de décantation sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Dimensionnement du décanteur : option 2

Paramètres	Unité	Formules de calcul	Valeur
Données de base			
Débit journalier (Qd)	m^3/j	Donnée	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	Donnée	22
Débit instantané	l/s	Donnée	33.33
Vitesse ascensionnelle (va)	m/h	Donnée	0,50 – 1,00
Vitesse ascensionnelle (va) choisie	m/h	Donnée	0.70
Surface spécifique de lamelle (Ae)	m^2 / m^3	Donnée	8
Nombre de chambres (N)	u	Donnée	2
Surface du décanteur			
Surface théorique requise (St)	m^2	St = Qd / (tf x Va)	171.43
Surface effective (Se)	m^2	Se = St/Ae	21.43
Surface unitaire de décanteur requis (S)	m^2	S = Se/N	10.71
Dimensions choisies du décanteur			
Longueur (L)	m	Choisi	5.00
Largeur (l)	m	Choisi	2.50
Hauteur (Zone de décantation) (H)	m	Choisi	2.00
Superficie horizontale (Zone de décantation) Sd	m^2	Sd = L x l	12.50
Volume utile par unité (Zone de décantation) Vd	m^3	Vd = Sd x H	25.00
Volume utile total (Zone de décantation) Vu	m^3	Vu = Vd x N	50.00
Surface unitaire théorique réelle (St)	m^2	St = Ae x Sd	100.00
Vitesse ascensionnelle réelle (Va)	m/h	Va = Qd/(Tf x St x N)	0.694
Dimensions des lamelles			
Inclinaison de lamelle Al	degré	Choisi	60
Hauteur de lamelle Hl	m	Choisi	0,58 - 1,00
Longueur utile de lamelle Ll	m	Ll = 90% L	4.50
Surface réelle corrigée Sc	m^2	Sc = l x Ll	11.25
Surface réelle théorique Sth	m^2	Sth = Sc x Ae	90.00
Vitesse ascensionnelle réelle Var	m/h	Var = Qd / (tf x Nx Vd)	0.667

On considérera deux (02) lignes de décantation de dimensions unitaires **5.00 m x 2.50 m** pour une hauteur de décantation de **2.00 m**.

L'eau décantée est recueillie dans la partie supérieure grâce à deux goulottes de récupération par ligne qui débouchent dans une goulotte de récupération de l'eau décantée commune aux deux lignes de décantation. Depuis ce canal, l'eau arrive gravitairement vers un réservoir d'eau décantée, où elle est stockée avant d'être envoyée vers les filtres, que ce soit pour son filtrage ou pour les travaux de lavage de ceux-ci.

Pour tenir compte de l'accumulation des boues, une hauteur de 1.5 m sera retenue. Le volume sera alors 5.00 x 2.5 x 1.5 = 18.75 m^3.

Pour une revanche de 50 cm, la hauteur totale pour chaque décanteur sera de **4.00 m**.

Chaque décanteur est composé d'un bloc lamellaire (lamelles disposées en nid d'abeille) en partie supérieure et d'une zone de soutirage automatique des boues en partie inférieure.

Chaque décanteur est muni d'une fosse centrale de collecte et de concentration de boues, qui sont assurées par une herse. Les boues sont évacuées par intermittence, et ce par l'ouverture de vannes automatiques programmées à cet effet. Ces vannes sont précédées par des vannes manuelles d'isolement, qui sont fermées lors d'une intervention éventuelle sur les vannes automatiques. Les extractions de boue pourront être opérées manuellement.

Il est prévu un dispositif complet de collecte et de vidange des boues jusqu'à la fosse à boues comprenant au moins :

- Une vanne motorisée type papillon à commande électrique ;
- Un dispositif de commande et de régulation électrique ;
- Une vanne manuelle d'isolement ;
- Un dispositif complet de commande et de régulation y compris mutinerie ;
- Des conduites DE 200 mm permettant une vidange en moins de 4 heures.

Le réglage de la minuterie actionnant les séquences de purges de boues, est défini (ajusté) en fonction du taux de MES présentes dans l'eau brute.

❒ Gestion des boues décantées

La partie inférieure de chaque ligne possède deux trémies longitudinales où sont stockés et concentrés les sédiments ou les boues. Ces boues sont purgées par un système de tuyaux collecteurs qui peuvent être coupés grâce à des vannes. Les boues purgées sont ensuite envoyées par un canal fermé à l'intérieur de la station et à ciel ouvert à l'extérieur vers les lits de séchage des boues.

❒ Filtration

L'eau décantée arrive dans les filtres à sable pour la poursuite du traitement. Les filtres sont du type rapide à courant descendant, à lavage par retour d'air et d'eau (simultanément ou alternativement), à couche unique de matériau filtrant et à équi-répartition de débit. L'eau arrive dans les filtres à travers les robinets vannes d'admission. Les goulottes métalliques de 60 cm x 40 cm permettent la répartition de l'eau dans les filtres. Ils ont une légère pente vers l'aval. Le tableau suivant donne le dimensionnement de chaque filtre. Il sera prévu un filtre par décanteur soit au total deux (02) filtres.

Tableau 31 : Dimensionnement des filtres : option 2

Désignation	Unité	Valeur	Limites
Données de base			
Charge superficielle	$m^3/h/m^2$	5.00	5 - 6 $m^3/h/m^2$
Charge au lavage à l'eau/air combiné	$m^3/h/m^2$	10.00	6 - 10 (lavage air/eau)
Charge au lavage à l'eau	$m^3/h/m^2$	20.00	>20 (lavage eau)
Durée de lavage à l'eau	min	10.00	5 - 15 min
Charge de lavage à l'air	$m^3/h/m^2$	50.00	50 - 75 $m^3/h/m^2$
Pression d'air de lavage (souffleuse)	bar	0.50	0,4 - 0,5
Ratio longueur/largeur		2.50	2.00 - 3.00
Vitesse dans conduite d'eau d'arrivée	m/s	1.00	1 - 1,5
Vitesse dans conduite d'eau filtrée	m/s	1.00	1 - 1,5
Vitesse dans conduite d'eau de lavage	m/s	2.50	1,5 - 2,5
Vitesse approx. dans conduite d'air	m/s	10.00	5.00 - 10. 00
Vitesse dans conduite de boue de lavage	m/s	1.00	1 - 1,5
Débit de dimensionnement	m^3/h	120	
Dimensionnement			**Observation**
Superficie totale de filtre	m^2	24	
Nombre de filtres	unité	2	
Surface d'un filtre	m^2	12	
Largeur	m	2.00	
Longueur	m	6.00	
Débit eau de lavage	m^3/h	240	
Débit d'air de lavage	m^3/h	600	

La superficie de chaque filtre est de **12 m^2 (6.00 m x 2.00 m).**

Le fonctionnement du filtre à sable est idem que celui de la Variante 1

Il sera prévu une bâche à eau pour le lavage des filtres. Le volume minimal nécessaire est de : (240 m^3/h / 2) x 5 min / 60 + 240 m^3/h x 10 min / 60 = 50 m^3. On considérera une bâche de 50 m^3.

❒ Bâche à eau traitée

Une bâche sera construite dans l'enceinte de la station pour le stockage de l'eau après filtration et désinfection. Elle sera compartimentée, en béton armé de section rectangulaire et sera conçue pour une autonomie de 1.50 heure soit : 120 x 1.50 = 180 m^3. Pour une hauteur d'eau de **1.80 m,** la bâche aura les dimensions planes de **10.00 m x 10.00 m**.

❒ Désinfection

La désinfection de l'eau sera effectuée au chlore. L'hypochlorite de sodium obtenu par électrolyse de sel est proposé.

Le tableau suivant donne les détails de calcul pour la désinfection.

Tableau 32 : Dimensionnement des ouvrages et équipements de désinfection : option 2

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	33.33
Dose moyenne d'hypochlorite de sodium	g/m^3	2
Pureté du produit commercial	%	70
Concentration de produit commercial	kg/m^3	15
Demande en hypochlorite de sodium		
Demande en produit pur	kg/h	0.24
Demande en produit commercial	kg/h	0.34
Demande de solution	l/h	22.86
Réservoir et pompes		
Volume minimal du réservoir	m^3	0.50
Volume retenu	m^3	0.50
Débit de pompage	l/h	25

L'injection de désinfectant se fera sur la conduite entre les filtres et le réservoir d'eau traitée. Les pompes d'injection seront installées dans le local technique dans une configuration 1+1 (une pompe en fonctionnement et une en secours). L'hypochlorite de sodium sera préparé dans un réservoir en PEHD de volume 500 l qui sera installé dans le local technique.

❒ Injection de chaux

La neutralisation finale de l'eau brute, est prévue par injection d'eau de chaux au niveau du réservoir d'eau traitée (après l'injection de l'hypochlorite de sodium). Cette disposition permet d'assurer une désinfection finale plus efficace dans le réservoir parce que l'eau filtrée l'a été à bas pH.

Le tableau suivant donne le dimensionnement des ouvrages et équipements pour la neutralisation.

Tableau 33 : Dimensionnement des ouvrages et équipements pour la neutralisation : option 2

Paramètres	Unité	Valeur
Données de base		
Débit journalier (Qd)	m^3/j	2 640
Nombre d'heures de fonctionnement (tf)	h	22
Débit instantané (Q)	l/s	33.33
Dosage maximum de lait de chaux	g/m^3	10
Concentration de la préparation	kg/m^3	100
Demande en lait de chaux		
Demande en produit	kg/h	1.20
Demande de solution	l/h	12.00
Réservoir et pompes		
Volume minimal du réservoir	m^3	0.26
Volume retenu	m^3	0.30
Débit de pompage	l/h	12.00

Les pompes doseuses seront installées dans le local technique dans une configuration 1+1 (une pompe en fonctionnement et une en secours). Le lait de chaux sera préparé dans un réservoir en PEHD de volume 300 l qui sera installé dans le local technique.

❒ **Lits de séchage des boues**

Deux lits de séchage sont prévus pour recevoir et décanter les boues. L'eau décantée sera ensuite rejetée. Les lits auront les dimensions de **6.00 m x 6.00 m**.

❒ **Ouvrages annexes**

Pour le fonctionnement de la station de traitement, des ouvrages annexes sont prévus :

- Une salle des machines abritant les pompes de refoulement des eaux traitées. Elle sera réalisée au-dessus de la bâche d'eau traitée avec une toiture qui surplombera également les filtres.
- Un local technique comprenant une salle de contrôle, un magasin de conservation des réactifs où seront installées les pompes doseuses et les bacs des réactifs ainsi qu'un magasin de stockage des pièces de rechange.

6.3. COMPARAISON DES VARIANTES DE TRAITEMENT

6.3.1. Récapitulatif

La ville de Natitingou connait actuellement un déficit de production en eau brute estimé à 40 m^3/h en 2025. Ce déficit croitra pour atteindre 200 m^3/h en 2035 avec les hypothèses considérées.

Pour résorber ce déficit, deux options de production et de traitement sont proposées :

- **Option 1** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec deux filières indépendantes d'une station de type compacte : 2 x 100 m^3/h ;
- **Option 2** : Eaux de surface à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet avec une station en béton armé : Une station de capacité 200 m^3/h en deux filières parallèles

6.3.2. Option 1 : Production d'eaux brutes à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet par station compacte

Pour cette variante, les eaux de surface sont considérées du fait des faibles capacités de la nappe et donc du nombre trop important de forages nécessaires. Une prise d'eau est construite à proximité de la prise existante. Les eaux brutes sont traitées au niveau de deux nouvelles filières de traitement de capacité 100 m^3/h à construire sur le même site de la station existante.

L'option 1 comprendra :

- **Prise d'eau :** Chaque filière comprendra une prise sous forme d'une structure métallique sur poteaux métalliques équipée de deux pompes immergées de capacité 100 m^3/h dont une de secours ;
- **Refoulement d'eau brute :** Pour garantir une vitesse comprise entre 1.50 m/s et 2.00 m/s, le refoulement sera de diamètre 150 mm en Fonte.
- **Traitement : 2 x 100 m^3/h.**

- 01 floculateur/coagulateur/ sous forme de conteneur de dimension 12 m de longueur sur 2.40 m de largeur pour une hauteur de 2.50m. Il est subdivisé en quatre compartiments :
  - Un compartiment de 0.8 m^3 ;
  - Un compartiment de 10 m^3 ;
  - Une chambre de floculation par décantation lamellaire de 30 m^3 ;
  - Un compartiment de transfert de 6,5 m^3 équipé d'une vanne manuelle vidange.
- 01 poste de filtration : deux (02) filtres à sable d'un volume de 21 m^3 chacun ;
- 01 local technique : conteneur de 40 pieds en deux compartiments.
  - Compartiment 1 : il abrite les unités de chloration, de préparation et d'injection de sulfate d'alumine, de préparation de charbon actif et de préparation et d'injection de lait de chaux ;
  - Compartiment 2 : Un surpresseur d'air, les pompes de transfert d'eau décantée vers les filtres, l'armoire électrique de commande.
- 01 bassin tampon : 50 m^3 en PRV ;
- 01 bâche à eau de capacité 200 m^3 en PRV ;
- 02 Lits de séchage des boues de 5.00 m x 5.00 m.

6.3.3. Option 2: Production d'eaux brutes à partir de la rivière Tiatiko et traitement complet par station en béton armé

Comme pour l'option 1, cette option permet d'éviter un nombre important de forages. Elle comprendra :

- **Prise d'eau :** Une prise unique sous forme d'une structure métallique sur poteaux métalliques équipée de deux pompes immergées de capacité 200 m^3/h dont une de secours ;
- **Refoulement d'eau brute :** Pour garantir une vitesse comprise entre 1.50 m/s et 2.00 m/s, le refoulement sera de diamètre 250 mm en Fonte.
- **Traitement : 2 x 100 m^3/h**
  - Deux (02) chambres de mélange rapide avec chacune **2.00 m x 2.00 m pour une profondeur de 1.50 m** équipée chacune d'un agitateur rapide ;
  - Deux (02) chambres de coagulation /floculation de dimensions unitaires **3.00 m x 3.00 m** pour une profondeur de **2.30 m**. Elles seront équipées chacune d'un agitateur lent ;
  - Deux (02) lignes de décantation de dimensions unitaires 5.00 m x 2.50 m pour une hauteur totale de 4.00 m. Sur leurs parties aval, sur 2.00 m de longueur, les décanteurs seront couverts ;
  - Quatre filtres à sable de superficie unitaire 12 m^2 (6.00 m x 2.00m) soit deux (02) par décanteur ;
  - Un réservoir d'eau traitée dans lequel, les opérations de désinfection vont être effectuées. Elle est conçue pour une autonomie de 1.00 heure soit un volume de **200 m^3 (10.00 m x 10.00 m)** pour **2.00 m** de profondeur ;

- Deux lits de séchage de 6.00 m x 6.00 m ;
- Une salle des machines abritant les pompes de refoulement des eaux traitées. Elle sera réalisée au-dessus de la bâche d'eau traitée avec une toiture qui surplombera également les filtres ;
- Un local technique comprenant une salle de contrôle, un magasin de conservation des réactifs et où seront installées les pompes doseuses et les bacs des réactifs ainsi qu'un magasin de stockage des pièces de rechange.

6.4. COMPARAISON ET PROPOSITION D'UNE VARIANTE DE PRODUCTION ET DE TRAITEMENT

6.4.1. Définition des critères de comparaison

Pour la comparaison des variantes, des critères sont définis. Les différents critères sont d'ordre technique et économique. Ils sont indiqués ci-dessous :

- **Niveau de sécurisation de l'alimentation en eau potable :** Ce critère indique la capacité de la variante proposée à garantir une sécurisation de l'alimentation en eau potable de la ville pour chaque horizon ;
- **Investissement :** prend en compte les coûts d'investissement des ouvrages ;
- **Charges d'exploitation :** fait référence aux coûts d'entretien et d'exploitation des ouvrages proposés.

6.4.2. Analyse des variantes par rapport aux critères

6.4.2.1. Niveau de sécurisation de l'alimentation en eau potable

Pour l'option 1, la première station compacte permet de prendre en charge le déficit jusqu'en 2026. À partir de cette date, les besoins commenceront progressivement à dépasser la capacité de production, il sera alors nécessaire de construire une nouvelle filière de même taille et même type. Cette stratégie permettra de lisser les couts d'investissement pour la prise et la station de traitement en la réalisation en deux phases. Une station type compact occupe moins d'espace, se réalise en moins de temps. Pour l'option 2 par contre, la station ainsi que la prise d'eau sont réalisées en une fois avec une capacité permettant de prendre en compte dès maintenant les besoins en 2035. L'avantage de cette variante est double :

- La station est construite en matériau mieux connu localement et plus robuste ;
- Les investissements réalisés en une fois permettent de sécuriser l'alimentation en eau potable de la ville pour plus de près de 15 ans.

L'option 2 donne ainsi plus de garantie de sécurisation de l'alimentation en eau potable de la ville sur le moyen et long terme.

6.4.2.2. Coûts d'investissement

Pour l'analyse de ce critère, les coûts d'investissements de chaque variante sont estimés. L'estimation des coûts d'investissement est faite sur la base de ratio issus de projets similaires étudiés ou exécutés. Les tableaux suivants donnent les coûts synthétiques des deux variantes de traitement étudiées.

Tableau 34 : Coûts estimatifs des trois variantes de traitement

Désignation		Unité	Quantité	Montant total (FCFA)
Option 1: Une prise d'eau et deux stations compacte de capacité 200 m^{3}/h en eau brute				
A	Prise et refoulement eaux brutes	unité	2	290 000 000
B	Traitement	unité	2	690 0000 000
C	Ouvrages annexes	forfait	2	32 000 000
Total Option 1				**1 012 000 000**
Option 2: Une prise d'eau et une station en béton de capacité 200 m^{3}/h en eau brute				
A	Prise et refoulement eau brutes	unité	1	220 000 000
B	Traitement	unité	1	860 000 000
C	Ouvrages annexes	forfait	1	32 000 000
Total Option 2				**1 112 000**

De l'analyse de ce tableau, il ressort les constats suivants :

- La différence entre les options 1 et 2 est faible (un peu moins de 10%) ;
- L'option 1 est la moins onéreuse.

6.4.2.3. Coûts récurrents ou d'exploitation

Les charges d'exploitation sont constituées de l'ensemble des postes de dépenses suivantes nécessaires au fonctionnement des ouvrages pour chaque option :

- Charges de personnel : salaires du personnel nécessaire pour l'exploitation des ouvrages pour chaque variante. Elles sont quasi identiques pour les deux options;
- Charges d'entretien et de maintenance : Il s'agit des coûts de maintenance et d'entretien des ouvrages et équipements de chaque option. Les deux options auront des charges sensiblement égales avec un peu plus pour l'option 1.

6.4.2.4. Récapitulatif

En prenant en compte les critères définis plus haut, le tableau suivant donne un récapitulatif des avantages et inconvénients pour chaque option.

Tableau 35 : Avantages et inconvénients des options de traitement

Options	Avantages	Inconvénients
Option 1	Permet de sécuriser l'alimentation avec une eau de surface dans une zone pluvieuse Coût d'investissement moins élevés Possibilité de réalisation en deux filières indépendantes Donne plus de flexibilité dans la réalisation	Risque de pénurie d'eau en cas de sécheresse prolongée
Option 2	Permet de sécuriser l'alimentation avec une eau de surface dans une zone pluvieuse Donne plus de sécurité pour l'alimentation en eau potable de la ville sur le long et moyen terme Modèle de gestion déjà connu car une station du même type, existe déjà dans la ville.	Risque de pénurie d'eau en cas de sécheresse prolongée Coût de revenu de l'eau légèrement plus élevé Coût d'investissement légèrement plus élevé

6.4.3. Proposition d'une variante de traitement à retenir

Le tableau suivant donne une notation comparative des différentes options sur la base des critères définis plus haut. Les notes s'échelonnent de 1 (option présentant les pires atouts pour le critère) à 2 (option présentant les meilleurs atouts pour le critère).

Par ailleurs, les critères définis et sur la base desquels la notation est effectuée ne sont pas d'égale importance. Pour prendre en compte cet aspect dans les notations, une pondération est donnée. Les coefficients de pondération vont de 3 (critère le plus important) à 1(critère dont l'impact est le plus faible ou peut être facilement mitigé). Le critère le plus important est celui lié au niveau de sécurisation de la production d'eau traitée. Il lui est appliqué une pondération de 3. Ensuite viennent dans l'ordre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation. À noter cependant que la faible pondération des coûts d'exploitation ne signifie pas que ce critère n'est pas important dans l'absolue. Cette relative faible pondération est due au fait que les coûts d'exploitations sont quasi identiques pour les deux options.

Tableau 36 : Comparaison des variantes de production d'eau brute et de traitement

Critères	Coefficient de pondération	Notation	
		Option 1	Option 2
Niveau de sécurisation de la production d'eau traitée	3	3	6
Coût Investissement	2	2	1
Charges d'exploitation	1	1	1
Total		**6**	**8**

La comparaison multicritère permet de constater que l'option 1 est théoriquement la moins avantageuse même elle présente des coûts d'investissement moins élevés (ce qui est un atout important). Son handicap majeur est que la station est réalisée en deux tranches ce qui constitue un risque notamment dans la mobilisation des ressources financières pour la phase suivante du projet. Cependant, pour des raisons d'harmonisation des types de stations avec les autres villes, il est proposé de retenir l'option 1 pour la suite du projet, les deux filières pouvant être réalisés en même temps pour éviter le risque lié à la mobilisation des financements sur un intervalle de 5 ans.

6.5. PROPOSITION D'EXTENSION ET DE RESTRUCTRATION DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

6.5.1. Zones d'extension

Les zones d'extension du réseau de distribution concernent les parties de la ville non desservies par le réseau de distribution. Elles concernent principalement les quartiers suivants :

- Au Nord : Bongomou, Sossounan 1, Soussounan 2 et Pabaté et alentours ;
- Au Sud : Yimproma, Ourbouga, Koukoukou et Kounanyingou et alentours ;
- À l'Est : Kantaborifa 1, 2 et 3 et environs ;
- À l'Ouest : Tédokéyanté, Bagri et Tchirimina et environs.

6.5.2. Restructuration du réseau de distribution

6.5.2.1. Topographie de la ville

Pour les besoins du projet, une carte topographique a été élaborée sur la base des courbes SRTM (Shuttle Radar Topography Mission). Bien que les altitudes issues des images SRTM ne soient pas très précises (comme le serait des levées topographiques de terrain), la génération de la carte topographique avec ces données permet d'apprécier la morphologie générale de la zone d'étude avec une précision suffisante pour la définition des bassins versants, le tracé des réseaux ainsi que leur calage à l'échelle d'un plan directeur. La carte topographique a été réalisée en suivant les étapes ci-après :

- sur la base de la carte Google Earth Professionnel, une zone dépassant largement les limites de la ville a été délimitée ;
- le contour délimité sur Google Earth Professionnel permet d'accéder, à l'aide du logiciel Global Mapper et d'une connexion internet, aux images SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) de la base de données de la NASA (National Aeronautics and Space Administration). Il s'agit de fichiers matriciels et vectoriels topographiques fournis par la NASA ;
- les points topographiques sont ainsi exportés au format TIFF sous forme d'image. Ensuite ce même logiciel est utilisé pour la génération des courbes de niveau ;
- avec les courbes de niveau générées, une matrice est créée afin de disposer de points topographiques sur l'ensemble de la ville et ses environs. La matrice ainsi créée est exportée au format XYZ ;
- le fichier Excel créé a servi à l'élaboration du modèle numérique de terrain pour la définition des bassins et sous bassins versants, le tracé et calage des canalisations existantes et projetées etc.

Les données topographiques ainsi générées ont une précision suffisante pour l'élaboration d'un schéma directeur de drainage. Par ailleurs, les observations et relevées de terrain notamment le tracé des canalisations existantes, la localisation des points bas et des lignes de crête comparées aux résultats obtenus avec l'exploitation des données topographiques ainsi générées donnent des résultats très satisfaisants aussi bien sur la planimétrie que sur l'altimétrie. La carte suivante présente la carte topographique ainsi générée pour la ville de **Natitingou**.

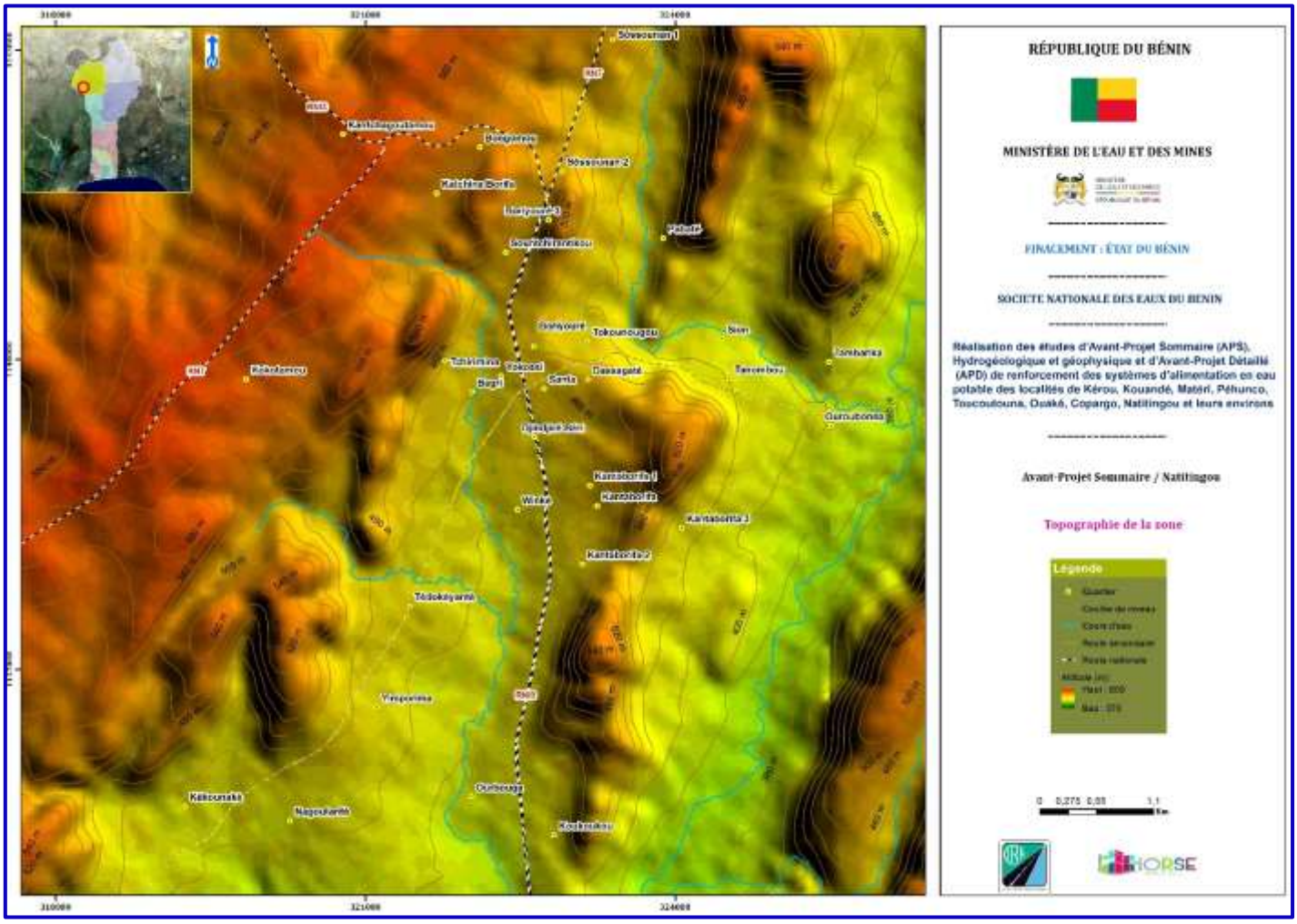


Figure 7 : Carte topographique de la ville de Natitingou

Source : CIRA / HORSE, Septembre 2021

L'analyse de la carte topographique de la ville permet de constater que la ville est limitée dans sa partie Ouest par une montagne dont la cote atteint 560 m alors que cette cote atteint 460 m dans la partie centrale de la ville. Dans un axe Est Ouest, la ville se comporte comme une cuvette bordée par deux montagnes dont celle à l'Ouest est plus élevée.

6.5.2.2. Configuration proposée

La configuration actuelle du réseau de distribution de la ville les refoulements au niveau à partir des stations de traitement se fait directement sur le réseau. Les réservoirs sont ainsi remplis par trop plein.

Ce type de fonctionnement pose de sérieux problèmes notamment :

- la non maîtrise du fonctionnement des pompes en particulier le nombre de déclenchements par heure ;
- la rupture de distribution de l'eau en cas de problème sur le refoulement ;

- la modification du point de fonctionnement des pompes des forages au fur et à mesure que des branchements seront effectués sur les conduites de refoulement du fait des pertes de charges singulières ainsi générées ;
- Des risques de pénurie d'eau au niveau des zones les plus hautes pendant les périodes de fortes consommations.

Pour un fonctionnement optimal et une meilleure gestion du réseau, une restructuration est proposée. Elle consistera à :

- Un refoulement direct vers les deux réservoirs de Dassagaté à partir des réservoirs de la station de traitement de Winké (qui traite les eaux des forages existants). Les 7 forages alimenteront désormais, à partir des forages, seulement les quartiers situés autour de Dassagaté ;
- Un refoulement direct à partir de la station de traitement d'eau de surface (nouvelle et ancienne lignes) vers le nouveau réservoir. Le nouveau réservoir alimentera le reste de la ville. Sa position sera tel que la station de reprise de Froyenkré puisse être éliminée. Le réservoir de 25 m^3 de Froyenkré peut être maintenu. Elle pourra être rempli gravitairement à partir du nouveau réservoir.

Par ailleurs, la capacité de stockage existant dans la ville de Natitingou est de 385 m^3. Pour des besoins totaux à l'horizon de 6 900 m^3, cette capacité est très faible car ne représente que 6.00% des besoins contre un stockage nécessaire compris entre 20% et 50%. L'étude de 2018 avait proposé un château de 1 000 m^3 ce qui donne une capacité de stockage total de 1 385 m^3 ce qui représente 23% des besoins. Cette capacité de stockage est acceptable. Il est ainsi proposé de maintenir cette capacité de stockage. Par ailleurs, aux vues de la configuration du terrain naturel, il est proposé un réservoir au sol à la place d'un château d'eau. Le réservoir au sol sera placé à l'Ouest de la ville au niveau de la montagne afin qu'il puisse desservir toute la ville avec des pressions suffisantes.

6.5.3. Télégestion

❒ Généralités

Afin d'optimiser l'exploitation des installations de la ville, il est prévu la mise en place d'un système de télégestion par radio des différents sites (prise, station de traitement, châteaux d'eau).

A partir du poste de supervision qui sera installé dans l'enceinte de la station de traitement, il sera possible d'avoir une vue générale sur le système d'AEP et au besoin, d'opérer des commandes d'équipements à distance (pompes, vannes électriques, etc.). Le système devra pourvoir émettre des alertes par messagerie dès la survenue d'évènement qui seront à définir avec l'exploitant.

La télégestion permettra d'améliorer le fonctionnement des réseaux et d'en réduire les coûts d'exploitation et de gestion.

La marche des pompes de refoulement de la station pourra être asservie au niveau d'eau dans les châteaux d'eau puisque le système devra pouvoir ramener les informations de niveau en continu de tous les châteaux d'eau.

Chaque coffret de télégestion devra disposer d'un nombre suffisant d'entrées/sorties pour prendre en compte les informations suivantes :

- La présence ou l'absence de tension dans l'armoire de commande de la pompe de la prise ;
- Le défaut thermique de chaque pompe ;
- Le défaut du variateur ou du démarreur qui pilote la pompe ;
- Le débit de chaque pompe ;
- L'arrêt d'urgence ;
- Le mode de marche de la pompe (Manuel, Automatique ou à distance) ;
- Le retour de marche de la pompe ;
- L'ordre de marche de la pompe ;
- Le niveau d'eau à la prise ;
- Etc...

Une réserve d'au moins 30% sur les entrées/sorties devra être prévue pour prendre en compte des extensions futures.

Les informations devront être disponibles au niveau de l'ensemble des sites de supervision. Des droits d'accès seront définis pour permettre ou pas de visualiser et de commander les équipements à partir d'un site donné.

Pour faciliter la mise en œuvre du système de télégestion, nous préconisons l'utilisation d'antenne omnidirectionnelle qui ne nécessite pas de d'orientation spécifique.

Chaque coffret de télégestion devra disposer d'une autonomie d'au moins trois (03) heures pour pallier aux éventuelles coupures de courant et de toutes les protections nécessaires contre les surtensions d'origine atmosphérique.

Chaque poste de supervision sera constitué d'un micro-ordinateur compatible PC muni du logiciel de conduite de process sous Windows.

Le PC de supervision devra recevoir un logiciel de supervision gérant la redondance informatique et qui doit permettre :

- La sécurisation des accès aux différents modules de la supervision ;
- La surveillance des ouvrages et de leur environnement à l'aide de synoptiques animés ;
- L'introduction de la consigne de débit et la mise en marche et l'arrêt des équipements.

Il devra être évolutif et permettre :

- La génération des courbes avec analyse des tendances, changement d'échelles pour chaque courbe, affichage des statistiques et des unités réelles, visualisation simultanée d'au moins dix courbes ;
- La génération des alarmes et des évènements ;
- La production de rapports d'exploitation avec des modèles proposés par défaut (rapport journalier, hebdomadaire, mensuel, trimestriel, semestriel et annuel) ;
- L'enregistrement des données ;

- L'aide à la maintenance (heures de marche, gestion des opérations d'entretien à intervalles fixes, …) :
  - La gestion des alarmes horodatées ;
  - Archivage dans la base de données.
- La gestion des astreintes ;
- L'aide didactique pour la programmation et la mise à jour du logiciel ;
- Le logiciel sera fourni dans les deux versions Run time et Développement ;
- Etc.

Suivant l'environnement utilisé Windows, il sera prévu d'installer une suite bureautique comprenant un traitement de texte, un tableur, un gestionnaire de base de données, un navigateur Internet, etc. La licence doit être fournie avec le logiciel.

Le PC de chaque poste de supervision doit être de la meilleure configuration disponible lors de la fourniture.

Il comprendra au moins :

- Stockage : 2 To + 256 Go SSD ;
- Un lecteur graveur de DVD ;
- Un processeur de dernière génération ;
- Deux cartes graphiques de dernière génération ;
- Les ports nécessaires à la communication avec l'automate.

Il sera muni d'un écran mural de 75".

Il sera prévu au niveau de chaque poste de supervision la fourniture d':

- Une imprimante laser N&B de dernière génération avec 5 Toner de rechange ;
- Un onduleur pour l'alimentation du PC et de l'imprimante avec autonomie de 1 heure en fonctionnement sur PC ;
- Un PC portable avec les logiciels nécessaires à la configuration des automates ainsi qu'une suite bureautique avec licence. Il doit être de dernière génération avec disque dur d'au moins 1To + 128 Go SSD.

❒ Support de communication

La communication entre l'automate principal et les automates à l'intérieur d'un même site se fera par fibre optique monomode. La communication de l'automate principal avec les sites éloignés se fera par Radio.

Les automates seront équipés des modems et ports nécessaires à assurer la communication.

❒ Site de la prise

La prise devra disposer d'un coffret de télégestion équipé d'un modem radio de puissance 1 watt et disposer d'un ensemble d'entrées sorties tout ou rien et analogiques pour l'acquisition des données d'exploitation de la prise.

Par soucis d'économie, les signaux issus des radios modem de la prise seront centralisés sur un ou plusieurs modems radio qui se chargeront de la transmission longue distance entre le champ de captage et les différents sites de supervision.

Cette architecture permettra d'utiliser des modems de moindre puissance (1 watt) donc de moindre coût au niveau de chaque coffret de télégestion de la prise tandis qu'un ou des radios modem de grande puissance (5 watts) seront dédiés à la centralisation des données de la prise et à leur transmission (longue distance) au site de supervision.

Au niveau de la prise le coffret de télégestion devra disposer d'un nombre suffisant d'entrée/sortie pour prendre en compte les informations suivantes :

- La présence ou l'absence de tension dans l'armoire de commande de la pompe;
- Le défaut thermique de la pompe ;
- Le défaut du variateur ou du démarreur qui pilote la pompe ;
- Le niveau bas ;
- Le débit bas;
- L'arrêt d'urgence ;
- Le mode de marche de la pompe (Manuel, Automatique ou à distance) ;
- Le retour de marche de la pompe ;
- L'ordre de marche de la pompe ;
- Le niveau dynamique.

❒ Station de traitement

Un poste de supervision SCADA sera installé à la station de traitement qui est le meilleur site pour la supervision. Ce superviseur devra permettre le contrôle de commande des équipements de production de la station mais aussi ceux des autres sites (prise et châteaux).

L'écran de supervision devra être de type LCD d'au moins 75 pouces. Les synoptiques doivent être à la fois simples et représenter de façon réaliste les équipements du système d'AEP. Un jeu de couleur devra indiquer les différents états de marche, arrêt ou défauts des actionneurs.

Pour des raisons de sécurité, seul l'opérateur désigné sur le site de supervision pourra démarrer ou arrêter un équipement (pompes, etc.).

La commande des sites distants à partir de la station de supervision se fera par un coffret radio installé dans le local des armoires de commande.

Ce coffret radio devra pourvoir collecter toutes les informations nécessaires à la supervision et à la télégestion des équipements de la station de traitement, des pompes de la prise et il devrait être possible d'étendre les informations télégérables sans besoin de câblage supplémentaire entre le coffret radio et les armoires des pompes.

L'entreprise qui aura à charge les travaux devra trouver l'emplacement adéquat pour l'installation des mats ou pylône pour le montage des antennes ainsi que toutes les protections requises pour ce type d'installation (paratonnerre, balise anti-avions, etc.).

❒ Les centres de supervision

Il y aura pour un même système, plusieurs centres de supervision mais pour des raisons de sécurité, il ne sera pas possible à un opérateur au niveau d'un centre non autorisé de démarrer un équipement. Seule une visualisation de l'état des différents actionneurs est possible.

❒ **Instrumentation**

Le système de télégestion devra permettre l'acquisition à distance d'un certain nombre d'informations par les superviseurs installés dans les différents sites.

Pour ce faire, des capteurs de mesure en continue de niveau d'eau devront être installés sur la prise et les châteaux d'eau du réseau. Les coffrets de télégestion des différents sites devront disposer de ressources suffisantes pour le raccordement d'informations supplémentaires (pression, débit, information Tout ou rien).

6.5.4. Composition du système d'alimentation en eau potable proposé

Le système d'alimentation en eau potable sera constitué de/d':

- **La prise actuelle d'eaux brutes avec :**
  - 02 pompes de surface avec pour chacune : Q = 45 m^3/h, HMT = 79,6 m ;
  - 01 pompe immergée de débit Q = 45 m^3/h, HMT = 59,6 m.

En fonctionnement, deux pompes sont mises en marche pour refouler ensemble 60 m^3/h des eaux brutes vers la station de traitement de Koufarga via une conduite DE 225 mm en PEHD.

- **07 forages existants ;**
- **Une station de traitement existante comprenant :**
  - Une unité de traitement classique de capacité 40 m^3/h ;
  - Une unité de traitement compacte de capacité 50 m^3/h ;
  - Deux (02) réservoirs de volumes 100 m^3 et 50 m^3 qui seront connectés au nouveau réservoir.
- **Une nouvelle station de traitement de capacité 2 x 100 m^3/h**
  - Deux unités de traitement compacte de capacité chacune 100 m^3/h;
  - Un nouveau réservoir de 200 m^3 pour les deux filières (2 x 10.00 m x 10.00 m x 2.00 m) ;
  - Deux pompes de 200 m^3/h chacune installée dans une configuration (1+1) et qui refoulement vers le nouveau réservoir au sol ;
  - Une conduite de refoulement DE 300 mm en fonte.
- **Quatre réservoirs existants**
  - Un réservoir de capacité 25 m^3 situé dans le quartier Froyenkré ;
  - Un réservoir de capacité 200 m^3 localisé dans le quartier de Dassagaté.
  - Un autre réservoir de capacité 160 m^3 localisé également dans le quartier de Dassagaté.
  - un réservoir au sol de 50 m^3 à Froyenkré.
- **Un nouveau réservoir de capacité 1 000 m^3 prévu au niveau de la montagne à l'Ouest de la ville.**

Les différents ouvrages et équipements proposés sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 37 : Récapitulatif du système d'AEP proposé

Désignations	Infrastructures
Production d'eau brute	♦ Les 07 forages existants ♦ Un captage sur la rivière Tiatiko avec une station de pompage équipée de deux pompes de capacité chacune 240 m³/h installées en 1+1. ♦ Une conduite de refoulement DE 250 mm en Fonte sur 1 950 ml.
Traitement	➢ **Les deux stations de traitement existantes** ➢ **Deux stations compactes de capacité chacune 100 m³/h et comprenant :** ❒ **Floculateur/coagulateur/ Décanteur** ♦ Un compartiment de 0.8 m³ avec injection de d'hypochlorite de calcium ♦ Un compartiment de 10 m³ équipé d'un agitateur lent ♦ Une chambre de floculation par décantation lamellaire de 30 m³. ♦ Un compartiment de transfert de 6,5 m³ équipé d'une vanne manuelle vidange. ❒ **Poste de filtration :** deux filtres à sable d'un volume de 21 m³ chacun ❒ **Local technique :** Un conteneur de 40 pieds en deux compartiments comprenant ➢ **Compartiment 1 :** ♦ **Une unité de chloration** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation et d'injection de sulfate d'alumine** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation de charbon actif** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) ; ♦ **Une unité de préparation et d'injection de lait de chaux** composée d'une cuve de 3 000 litres, d'un agitateur et de deux pompes doseuses (1+1) et un saturateur à eau de chaux ♦ Un poste de préparation de polymère ➢ **Compartiment 2** ♦ **Un surpresseur d'air** à utiliser lors de la phase de lavage/rinçage d'un filtre en envoyant de l'air à contre-courant afin d'évacuer les particules retenues par le sable filtrant ; ♦ **Des pompes de transfert d'eau décantée vers les filtres qui servent également au lavage des mêmes filtres** : Elles sont au nombre de 4. Elles assurent le transfert des eaux décantées à travers les filtres (deux groupes par filtre, dont un groupe en secours). Dans un sens elles permettent d'alimenter les filtres en eau à traiter. Dans l'autre sens, elles permettent le lavage des filtres. Le sens de l'eau est géré par des vannes ; ♦ **Armoire électrique de commande** pour l'alimentation générale, la protection et la gestion automatique des différents équipements. L'armoire électrique sera équipée de détecteur d'incendie. ♦ **Une climatisation** adaptée pour les deux compartiments. ❒ **Bassin tampon de** 50 m³ en PRV. ❒ **Bâche à eau** de 200 m³ en PRV. **Lits de séchage des boues** : deux lits de section rectangulaire 5.00 m x 5.00 m chacun
Stockage et refoulement eau traitée	♦ Un système existant avec la station d'eau des forages qui refoulera vers les deux réservoirs de Dagassaté ♦ Un nouveau système comprenant : o Un réservoir d'eau traitée d'eau de surface dans lequel, les opérations de désinfection vont être effectuées. Elle est conçue pour une autonomie de 1.50 heure soit un volume de **360 m³ (2 x 10.00 m x 10.00 m)** pour 1.80 **m** de profondeur. Elle sera connectée aux deux bâches existantes. o Un système de pompage qui remplace l'existant avec trois pompes de **240 m³/h** installées dans une configuration 1+1
Stockage	♦ Les trois réservoirs existants : ➢ Un réservoir de capacité 25 m³ situé dans le quartier Froyenkré ; ➢ Un réservoir de capacité 200 m³ localisé dans le quartier de Dassagaté ; ➢ Un autre réservoir de capacité 160 m³ localisé également dans le quartier de Dassagaté ; ➢ Un réservoir au sol de 50 m³ à Froyenkré. ♦ Un nouveau réservoir au sol de 1 000 m³ sur 20 m.
Réseau de distribution	Réseau existant maintenu avec un meilleur maillage et une meilleure sectorisation pour garantir de meilleures pressions partout dans le réseau. Des renforcements de réseau avec le nouveau réservoir Des extensions vers les zones non ou faiblement desservies actuellement

Les plans seront réalisés en phase APD une fois une variante retenue.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Plan de développement communal (PDC) de la commune de Natiitingou, Mai 2011 ;
2. Recensement général de la population et de l'habitat 4 : Que retenir de la population en 2013 ; Juin 2015
3. Plan d'investissement système d'AEP de Copargo, plan directeur Eau Tome V.5.7, Août 1999
4. Projet de renforcement des systèmes d'alimentation en eau potable des villes de Bassila, Boukoumbé, Cové, Zagnanado, Dogbo, Adjarra, Misserete, Kandi, Aguegues, Allada, Natitingou et leurs envirions, Volume : Etudes techniques d'Avant-Projet Détaillées, Octobre 2018

ANNEXES : DÉTAILS DU CALCUL DES DÉBITS

Réalisation des études d'Avant-Projet Sommaire (APS), Hydrogéologique et géophysique et d'Avant-Projet Détaillé (APD) de renforcement des systèmes d'alimentation en eau potable des localités de Kérou, Kouandé, Matéri, Péhunco, Toucountouna, Ouaké, Copargo, Natitingou et leurs environs

Avant-Projet Sommaire (APS) / Natitingou / Version définitive

Annexe 1 : Détails de l'estimation des besoins en eau

Hypothèses de calcul		
Temps de fonctionnement (T en h)	22	**Qj2025=** CS2025 x P2025
Consommation spécifique (Cs2025 en l/hab/j): 2025	45	**Qd2025=** Qj2025 x (1 +Pr)
Consommation spécifique (Cs2030 en l/hab/j): 2030	50	**Qp2025=** Qd2025 x (1+Pp)
Consommation spécifique (Cs2035 en l/hab/j): 2035	55	**Qb2025=** Qp2025/T
Pertes de production Pp	5%	
Pertes sur réseau de distribution Pr	15%	
Coefficient de pointe saisonniere Cs	1.10	
Coefficient de pointe journaliere Cj	1.10	
Coefficient de pointe horaire Ch	1.9	

Calcul des besoins en eau

Années	Population	Besoins nets journaliers Qj (m3/j)	Besoins journaliers (m3/j) y/c pertes distribution Qd	Besoins journaliers (m3/j) y/c de production Qp	Débit moyen horaire eau brute à traiter (m3/h) Qb
2025	76 503	4 166	4 790	5 030	229
2030	88 947	5 381	6 188	6 498	295
2035	103 414	6 882	7 915	8 310	378

Calcul des débits

Années	Débit moyen horaire à la distribution (m3/h)	Coefficient de Pointe horaire	Débit de pointe horaire à la distribution (m3/h)	Débit de pointe horaire eau traitée (m3/h)	Débit de pointe horaire eau brute à traiter (m3/h)
2025	200	1.90	379	398	456
2030	258	1.90	490	514	589
2035	330	1.90	627	658	754