PROJET DE RENFORCEMENT DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'ABOISSO ET SES LOCALITES ENVIRONNANTES EN CÔTE D'IVOIRE

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE

MASTER

SPÉCIALITÉ GÉNIE DE L'EAU DE L'ASSAINISSEMENT ET DES AMÉNAGEMENTS HYDRO-AGRICOLES

Présenté et soutenu publiquement le 17 Juillet 2026 par

Manfri DIARRASSOUBA (20210287)

Directeur de mémoire : Dr. BIAOU Angelbert Chabi, Enseignant chercheur **2iE**, Maître de conférence (**CAMES**)

Encadreur 2IE : Dr. BIAOU Angelbert Chabi, Enseignant chercheur à l'institut **2IE**, Maître de Conférence (**CAMES**)

Maître de stage : M. Boris ASSEUFI, Chef de service hydraulique chez **INFRATP-IC**

Structure d'accueil du stage : INFRASTRUCTURES ET TRAVAUX PUBLICS-INGENIEUR CONSEIL (**INFRATP-IC**)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : **Dr. Amadou KEITA**

Membres et correcteurs : **M. Olivier COULIBALY**

M. Hilaire SAWADOGO

Promotion [2025/2026]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents,

Monsieur **Lasine DIARRASSOUBA** et Madame **Nakedja SYLLA**,

Qui ont guidé chacun de mes pas par leur amour inconditionnel, la chaleur de leurs prières et la grandeur de leurs sacrifices qui ont illuminé chacune des étapes de mon parcours. Vos encouragements et les valeurs que vous m'avez transmises ont été une véritable source de force et de motivation. Vous avez été ma boussole et mon soutien indéfectible. **Ce travail est le fruit de votre dévouement.**

À mes sœurs chéries,

Pour l'amour fraternel, la solidarité et la bienveillance dont vous avez fait preuve à mon égard. Votre présence a été pour moi une source inépuisable de courage et de sérénité.

À toute ma grande famille,

Pour l'affection, les prières, les conseils et le soutien apportés tout au long de mon parcours académique. Que chacun trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Je témoigne ma profonde gratitude.

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire de fin d'études n'aurait pu aboutir sans le soutien, les conseils et l'accompagnement de nombreuses personnes auxquelles je tiens à exprimer toute ma gratitude.

Mes sincères remerciements s'adressent en premier lieu aux membres du corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), en particulier :

- Au Professeur El Hadji Bamba DIAW, Directeur Général de 2iE ;
- Au Professeur Mahamadou KOITA, Directeur des Enseignements et des Affaires Académiques ;
- Au Professeur Harinaivo Anderson ANDRIANISA, Chef du département Génie de l'Eau, de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-Agricoles (GEAAH) ;
- Au Docteur Angelbert Chabi BIAOU, Maître de Conférence et encadreur pédagogique, pour sa disponibilité, ses orientations éclairées et ses remarques constructives qui ont grandement contribué à l'amélioration de la qualité de ce travail.

Je tiens également à adresser ma reconnaissance au personnel d'INFRATP-Ingénieur Conseil, en particulier :

- A Monsieur Seydou COULIBALY, Directeur Général d'INFRATP-Ingénieur Conseil ;
- A Monsieur Zoumana COULIBALY, Directeur Général Adjoint d'INFRATP-Ingénieur Conseil ;
- A Monsieur Boris Donald ASSEUFI, Chef de service Hydraulique et Energie a INFRATP, mon maître de stage, pour son encadrement rigoureux et son accompagnement tout au long de cette expérience ;
- A Monsieur FOFANA Aboubacar, Monsieur YEO Dolourou, Monsieur COULIBALY Zié et Monsieur DIALLO Soumaïla, ingénieurs à INFRATP-Ingénieur Conseil, pour leurs précieux conseils et leur assistance durant mon stage ;
- A Monsieur YEO Namongo Edoir, Ingénieur à INFRATP-Ingénieur Conseil, à qui je souhaite adresser une reconnaissance toute particulière. Au-delà de son expertise professionnelle, sa générosité, son hospitalité et sa bienveillance sans faille ont été pour moi un soutien inestimable tout au long de ce stage. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude ;

- A l'ensemble du personnel d'INFRATP-Ingénieur Conseil, pour leur courtoisie et leur esprit de collaboration.

Je voudrais également adresser mes remerciements :

- A Monsieur NINTIN Jean-Paul, dont l'intervention personnelle a été déterminante dans l'obtention de ce stage. Sans son soutien, ce travail n'aurait certainement pas vu le jour.

- A toute ma grande famille, à mes proches et à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail, je témoigne ma profonde et sincère reconnaissance.

RESUME

La ville d'Aboisso, chef-lieu de la région du Sud-Comoé en Côte d'Ivoire, ainsi que ses localités environnantes connaissent un déficit croissant en eau potable. En effet, les infrastructures existantes, basées sur le captage du fleuve Bia, se révèlent insuffisantes face à une demande en constante augmentation, tandis que la dégradation de la qualité de l'eau brute liée aux activités d'orpaillage fragilise davantage le système. Face à cette situation, le Ministère de l'Hydraulique, de l'Assainissement et de la Salubrité (MINHAS), à travers l'office National de l'Eau Potable (ONEP), a initié le présent projet de renforcement du système AEP à l'horizon H+15 (2041).Un diagnostic du système existant a été mené, suivi d'une évaluation des besoins en eau et d'un dimensionnement complet des ouvrages hydrauliques. Nos investigations ont permis d'évaluer la population raccordée à **193 595 habitants** pour un débit de production de **1 000 m³/h** à l'horizon du projet. La solution retenue repose sur l'exploitation des eaux souterraines d'Ayenouan à travers cinq (05) forages. La forte acidité (**pH = 3,68**) et la teneur élevée en **CO2 dissous (160 mg/L)** de l'eau brute ont conduit à la conception d'un Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND) basé sur le procédé breveté OQP^{TM} de la société ivoirienne OCSI (OmniChimie et Service Industriels de Côte d'Ivoire), titulaire du brevet n°17250 délivré par l'Organisation Africaine de la Propriété Intellectuelle (OAPI). L'eau traitée est acheminée vers trois nouveaux châteaux d'eau à Assouba (3 000 m³), N'Zikro (1 000 m³) et Maferé (1 000 m³) via des conduites en PEHD de **DN 800 et DN 400**. Le nouveau réseau de distribution primaire en PEHD a été validé sous EPANET 2.0. Le coût global du projet, établi après réalisation d'une notice d'impact environnemental et social (**NIES**) , est estimé à **33 100 815 712 FCFA HT** pour un prix de revient de **312 FCFA/m³.**

Mots-clés :

1-Aboisso ;

2-Déficit ;

3-Forages;

4-Renforcement;

5-PND.

ABSTRACT

The city of Aboisso, administrative center of the Sud-Comoé region in Côte d'Ivoire, and its eighteen (18) surrounding localities are experiencing a growing deficit in drinking water supply. The existing infrastructures, based on water intake from the Bia River, is no longer sufficient to meet the increasing demand, while the progressive deterioration of raw water quality due to artisanal gold mining activities further weakens the system. In response to this situation, the Ministry of Hydraulics, Sanitation and Salubrity (MINHAS), through the National Office of Drinking Water (ONEP), initiated the present project to reinforce the drinking water supply system up to the horizon H+15 (2041). A diagnosis of the existing system was carried out, followed by a water needs assessment and a comprehensive sizing of hydraulic structures and equipment. Our investigations estimated the connected population at **193 595 inhabitants** for a production flow rate of **1 000 m³/h** at the project horizon. The proposed solution relies on the exploitation of groundwater from Ayenouan through five (05) boreholes. The high acidity (**pH= 3,68**) and elevated dissolved CO2 content (**160 mg/L**) of the raw water led to the design of a Neutralization and Disinfection Post (NDP), based on the patened OQP^{TM} process developed by the Ivoirian company OCSI (OmniChimie et Service Industriels de Côte d'Ivoire), holder of patent N°17250 issued by the Africain Intellectual Property Organization (OAPI). The treated water will be conveyed to three water towers at Assouba (3 000 m³), N'Zikro (1 000 m³) and Maferé (1 000 m³) through HDPE adduction pipelines of **DN 800 and DN 400**. The new primary distribution network in HDPE was validated under EPANET 2.0. The overall project cost, established after completion of an environnemental and social impact assessment, is estimated at **33 100 815 712 FCFA HT** for a unit production cost of **312 FCFA/m³**.

Keywords :

1- Aboisso ;

2-Boreholes ;

3-Deficit ;

4-Reinforcement;

5- NDP.

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement ;
AEP : Alimentation en Eau Potable ;
ANDE : Agence Nationale de l'Environnement ;
CE : Château d'Eau ;
CIE : Compagnie Ivoirienne d'Electricité ;
DE : Diamètre Extérieur ;
DN : Diamètre Nominal ;
DQE : Devis Quantitatif et Estimatif ;
F CFA : Franc de la Communauté Financière Africaine ;
GE : Groupe Electrogène ;
GPS : Global Positionning System ;
HMT : Hauteur Manométrique Totale ;
HSE : Hygiène, Sécurité et Environnement ;
INFRATP-CI : Infrastructures et Travaux Publics-Ingénieur Conseil ;
INS : Institut National de la Statique ;
KVA : Kilovoltampère ;
KW : Kilowatt ;
mCE : Mètre de Colonne d'Eau ;
NIES : Notice d'Impact Environnementale et Sociale ;
OAPI : Organisation Africaine de la Propriété Intellectuelle ;
OCSI : OmniChimie et Service Industriels de Côte d'Ivoire ;
ODD : Objectifs du Développement Durable ;
OMS : Organisation Mondiale de le Santé ;
ONEP : Office National de l'Eau Potable ;
PGES : Plan de Gestion Environnemental et Social ;
PN : Pression Nominale ;
PND : Poste de Neutralisation et de Désinfection ;
RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;
SR : Station de Reprise ;
TAC : Titre Alcalimétrique Complet ;
UCV : Unité de Couleur Vraie.

SOMMAIRE

DEDICACES i

REMERCIEMENTS ii

RESUME iv

ABSTRACT v

LISTE DES ABREVIATIONS vi

INTRODUCTION 1

I. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE .. 3

I.1. Présentation de la structure d'accueil 3

I.2. Présentation de la zone d'étude 5

II. PRÉSENTATION DU PROJET 9

II.1. Contexte et justification 9

II.2. Objectif de l'étude 10

II.3. Résultats attendus 10

II.4. Cadre institutionnel du projet 11

II.5. Etat des lieux et Diagnostic du système en eau potable 11

II.6. Données de base et hypothèses de dimensionnement 11

III. MATÉRIEL ET MÉTHODOLOGIE 13

III.1. Matériels utilisés 13

III.2. Méthodologie 14

IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE 34

IV.1. Etat des lieux et diagnostic du système AEP existant 34

IV.2. Justification du choix de la ressource en eau 37

IV.3. Estimation de la demande et des besoins en eau 37

IV.4. Renforcement des ouvrages de production d'eau 40

IV.5. Stratégie de renforcement du système 40

IV.6. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques 42

V. ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE 59
V.1. Devis quantitatif et estimatif (DQE) 59
V.2. Estimation de l'amortissement des équipements 59
V.3. Estimations des charges 60
V.4. Volume total d'eau produit 60
V.5. Prix de revient 60
VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL 61
VI.1. Rappel du cadre législatif 61
VI.2. Identification et évaluation des impacts du projet 61
VI.3. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) 62
CONCLUSION 64
RECOMMANDATIONS-PERSPECTIVES 65
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 66
ANNEXES I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Localités du projet 12
Tableau 2: Consommation spécifique et taux de raccordement 12
Tableau 3: Matériel utilisé pour l'élaboration du projet 13
Tableau 4:Filière de traitement retenue pour le PND d'Aboisso (OCSI, 2025) 26
Tableau 5: Les valeurs seuils pour le dimensionnement de vitesse, charge et pression 31
Tableau 6: Comparaison des paramètres physico-chimiques_Forage vs Fleuve Bia 36
Tableau 7: Estimation de la population totale et de la population raccordée 37
Tableau 8: Récapitulatif des besoins et des demandes du projet 39
Tableau 9: Récapitulatif des débits de dimensionnement (m^3/h) 39
Tableau 10: Détermination du débit projet 40
Tableau 11: Renforcement des ouvrages de production d'eau 40
Tableau 12: Caractéristique de la Conduite de refoulement 43
Tableau 13: Caractéristique des pompes au refoulement 44
Tableau 14: Caractéristiques au point de fonctionnement des pompes des forages 44
Tableau 15: Vérification du phénomène du coup de bélier 45
Tableau 16: Caractéristiques de la Conduite d'Adduction 45
Tableau 17: Caractéristiques des pompes à l'Adduction 46
Tableau 18: Caractéristiques au point de fonctionnement des pompes 47
Tableau 19: Résultats de la vérification du phénomène du coup de bélier 48
Tableau 20: Résultats du dimensionnement de la désorption CO2 48
Tableau 21: Résultats du dimensionnement de la désinfection 49
Tableau 22: Résultats du dimensionnement de la mise à l'équilibre calco-carbonique 49
Tableau 23: Résultats du dimensionnement de la bâche de stockage 50
Tableau 24: Résultats du dimensionnement de la bâche de reprise 50
Tableau 25: Locaux du bâtiment PND d'Aboisso (OCSI, 2025) 51
Tableau 26: Caractéristiques des pompes doseuses des réactifs du PND 51
Tableau 27: Caractéristiques des pompes de la salle de reprise du PND 52
Tableau 28: Caractéristiques de la pompe de la station de reprise 52
Tableau 29: Qualité de l'eau traitée ciblée en sortie du PND 52
Tableau 30: Caractéristique des châteaux d'eau traitée 53
Tableau 31 : Bilan de puissance des installations 54
Tableau 32: Dimensionnement du réseau de distribution 54

Tableau 33: Devis Quantitatif et Estimatif (DQE) du projet d'Aboisso..... 59
Tableau 34: Dispositif de protection contre le coup de bélier..... XXX
Tableau 35: Dimensionnement du réservoir anti-bélier avec la méthode de Vibert..... XXXI
Tableau 36: Dimensionnement du réservoir anti-bélier avec la méthode de Puech et Meunier XXXII
Tableau 37: Paramètre Physico-chimiques _Fleuve Bia, saison sèche (2016-2024)..... XXXII
Tableau 38: Paramètre Physico-chimiques _Fleuve Bia, saison des pluies (2016-2023) XXXIII

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la structure d'accueil INFRATP-IC 4
Figure 2: Carte de localisation de la région du Sud-Comoé 5
Figure 3: Carte hydrographique de la région du Sud-Comoé 8
Figure 4: Illustration du procédé OQP^{TM} (Source : OCSI) 27
Figure 5: Radeau et prise Hydromobil de l'exhaure d'Aboisso 34
Figure 6: Module SANIFUTUR d'Aboisso Figure 7: CE existant Aboisso 500 m³ 35
Figure 8 : Schéma synoptique Projeté à Aboisso 42
Figure 9: Détermination du point de fonctionnement du système d'Adduction 47
Figure 10: Résultats de simulation de réseau de refoulement (Forages-PND) 55
Figure 11: Résultats de simulation de la distribution CE N'ZIKRO 56
Figure 12: Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées (CE Assouba) 56
Figure 13: Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées (CE N'Zikro) 57
Figure 14: comparaison des pressions calculées et des pressions simulées 57

INTRODUCTION

L'accès à l'eau potable demeure un enjeu fondamental pour le développement durable et le bien-être des populations à l'échelle mondiale. Ressource vitale, l'eau conditionne non seulement la santé humaine, mais intervient également dans les usages domestiques et les activités économiques, ce qui en fait une ressource stratégique. Pourtant, l'accès à une eau potable de qualité reste encore un défi pour de nombreuses régions. En Côte d'Ivoire, les stratégies d'approvisionnement en eau potable dans les agglomérations montrent que malgré des efforts notables, des déficits persistent dans plusieurs localités (Diabagate et al., 2016). En 2017, l'organisation Mondiale de la Santé (OMS) et le Fonds des Nations Unies pour l'Enfance (UNICEF) ont révélé que 30% de la population mondiale, soit 2,1 milliards de personnes, n'avaient pas accès à l'eau potable à domicile (OMS/UNICEF, 2017). Face à cette situation, la communauté internationale, à travers les Objectifs du Développement Durable (ODD6), s'est engagée à garantir un accès universel à l'eau potable d'ici 2030. Dans de nombreux pays en développement, cette situation s'explique par un ensemble de contraintes liées notamment à la croissance démographique, qui entraine une augmentation des besoins en eau, a l'extension des zones urbaines ainsi qu'à certaines activités anthropiques susceptibles d'altérer la qualité de l'eau, ce qui complique davantage sa mobilisation et son traitement pour l'alimentation des populations.

En Côte d'Ivoire, des progrès notables ont été enregistrés dans le secteur de l'eau potable au cours de la dernière décennie. Les données disponibles montrent une amélioration progressive de l'accès à l'eau potable : le taux d'accès est passé d'environ 50% en 2011 à plus de 80% ces dernières années, avec une progression intermédiaire estimée à près de 65% en 2015 (ONEP, 2020). Parallèlement, les politiques nationales visent à porter le taux de couverture à des niveaux élevés, proches de 95% et le taux d'accès à l'eau potable à 100% d'ici 2030. Cependant, malgré ces avancées, des insuffisances subsistent dans certaines localités, où les systèmes d'alimentation en eau ne parviennent pas à satisfaire pleinement les besoins des populations et des problèmes de qualité des eaux ont été signalés dans plusieurs zones du pays (DIABY et al., 2025).

La ville d'Aboisso et ses localités environnantes s'inscrivent dans ce contexte. Bien qu'un système d'alimentation en eau potable y soit déjà en place, celui-ci fait face à plusieurs contraintes majeures, notamment l'insuffisance de capacité des infrastructures existantes, la variabilité saisonnière de la ressource en eau, ainsi que la dégradation de sa qualité sous l'effet

de certaines activités humaines. Ces difficultés engendrent des perturbations dans la continuité du service et limitent l'accès des populations a une eau potable de qualité, en quantité suffisante. Face à ces enjeux, il apparaît nécessaire de renforcer le système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et des localités environnantes, afin d'assurer une desserte fiable, continue et conforme aux normes en vigueur. C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent mémoire intitulé : « PROJET DE RENFORCEMENT DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'ABOISSO ET DES LOCALITES ENVIRONNANTES EN COTE D'IVOIRE ». L'objectif principal de cette étude est de proposer des solutions techniques adaptées permettent d'améliorer les performances du système existant et de répondre efficacement aux besoins actuels et futurs des populations.

Le mémoire est structuré de manière logique : d'abord la présentation du contexte général et de la zone d'étude, ensuite la méthodologie adoptée pour la collecte et le traitement des données, puis l'étude de faisabilité technique, et enfin l'évaluation des coûts et des impacts du projet.

I. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Présentation de la structure d'accueil

I.1.1 Historique et statut juridique

Le Bureau d'Études **INFRATP-Ingénieur Conseil** est une société à responsabilité limitée avec un capital de 20.000.000 F CFA, immatriculée au registre du commerce et du crédit mobilier d'Abidjan sous le N° CI-ABJ-03-2014-B12-15313, dont le siège est à Abidjan, Cocody Riviera Faya, cité ATCI, 08 BP 3772 Abidjan 08, Tel : 27 22 51 68 66.

Le Bureau d'Études a été créé le 27 juillet 2014, par **M. COULIBALY SEYDOU** Ingénieur en Eau et Assainissement, qui en assure la Direction Générale et **M. COULIBALY ZOUMANA** Ingénieur en Génie Civil en sa qualité de Directeur Général Adjoint.

L'entreprise est composée d'une élite d'ingénieurs et de techniciens qui ont l'expertise nécessaire pour accompagner les projets d'infrastructure afin de proposer des services de qualité aux gouvernements, aux bailleurs de fonds, aux structures décentralisées et aux partenaires au développement.

I.1.2 Ressources humaines

Le bureau d'études INFRATP-IC dispose d'un personnel structuré en plusieurs services, notamment :

- Un service hydraulique composé d'ingénieurs assistés par des techniciens ;
- Un service génie civil, composé d'ingénieurs assistés par des techniciens ;
- Un service environnement composé d'ingénieurs ;
- Une assistante de direction ;
- Une responsable de l'administration financière et ressources humaines et ses assistants ;
- Une responsable chargée des appels d'offres et marchés et son assistante ;
- Un chargé des moyens généraux et logistique ;
- Un responsable informatique ;
- Des agents de bureau.

I.1.3 Activités et services offerts par le bureau d'étude

Le bureau d'études INFRATP-IC intervient dans plusieurs domaines techniques structurés autour des services suivants :

- Bâtiment et Ouvrage d'Art (BOA) ;
- Environnement et Développement Durable (EDD) ;
- Hydrologie et Infrastructure d'Assainissement (HIA) ;
- Infrastructure en Eau Potable et Energie (IEPE) ;
- Infrastructure Routière Géomatique (IRG) ;
- Service Technique (ST).

I.1.4 Organigramme de la Structure D'accueil

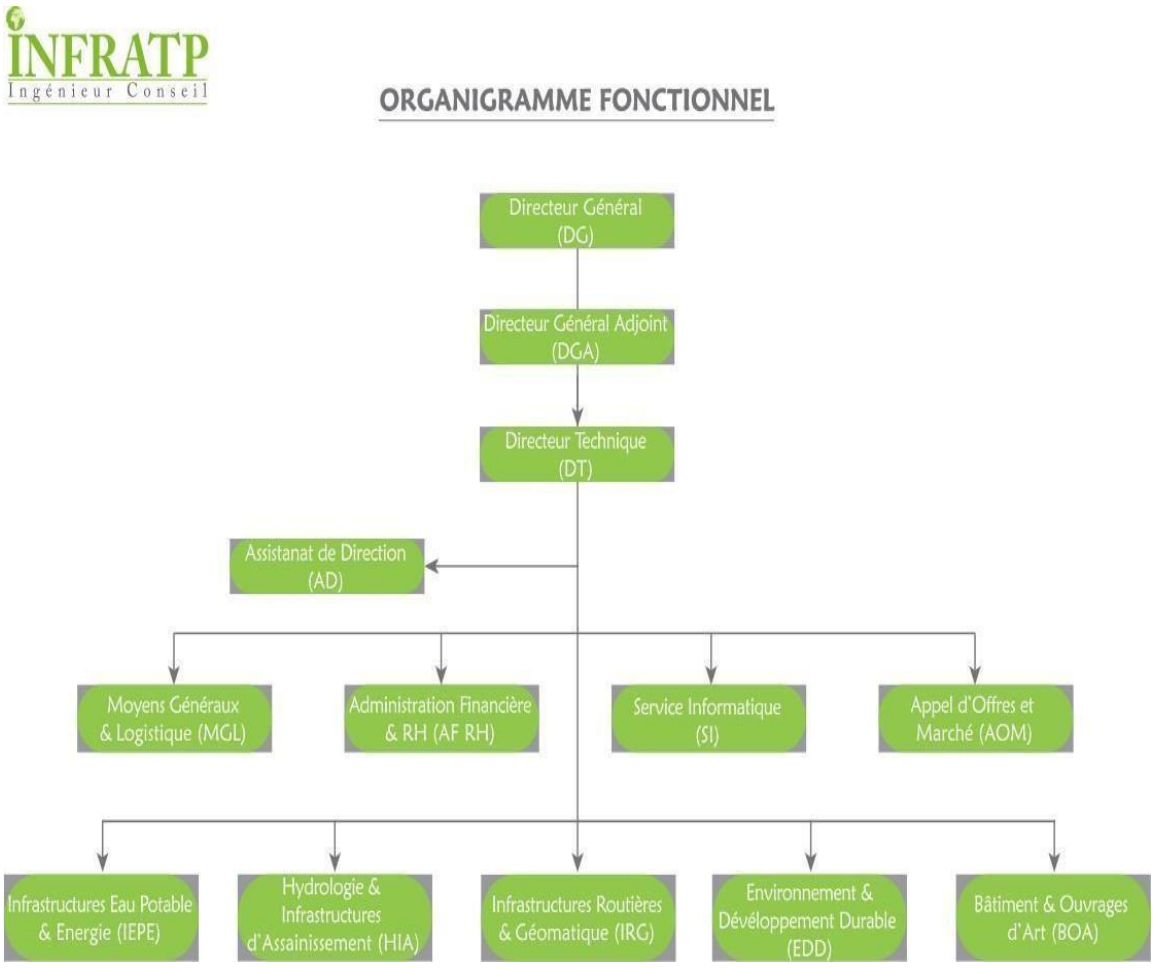


Figure 1: Organigramme de la structure d'accueil INFRATP-IC

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

La présente étude se déroule dans **la ville d'Aboisso**, située en Côte d'Ivoire, dans la région du Sud-Comoé, sud-est du pays. Aboisso se trouve à environ 116 km à l'est d'Abidjan, capitale économique de la Côte d'Ivoire, et à près de 60 km de la frontière avec la République du Ghana.

La région du Sud-Comoé, dont Aboisso est le chef-lieu, est limitée :

- Au sud par l'océan Atlantique ;
- À l'est par la République du Ghana ;
- À l'ouest par le district autonome d'Abidjan ;
- Et au nord par les régions de l'intérieur du pays.

Elle comprend quatre (04) départements, à savoir : Aboisso, Adiaké, Grand-Bassam et Tiapoum. Le département d'Aboisso, cadre cette étude et est subdivisé en plusieurs sous-préfectures, notamment : Aboisso, Adaou, Adjouan, Bianouan, Kouakro, Maferé et Yaou. Les coordonnées géographiques de la ville d'Aboisso sont **5°28'06'' de latitude Nord** et **3°12'25'' de longitude ouest**. Par ailleurs, la ville est traversée par le Fleuve Bia, qui alimente la lagune Aby, constituant une ressource hydrique importante pour les populations et les activités socio-économiques.

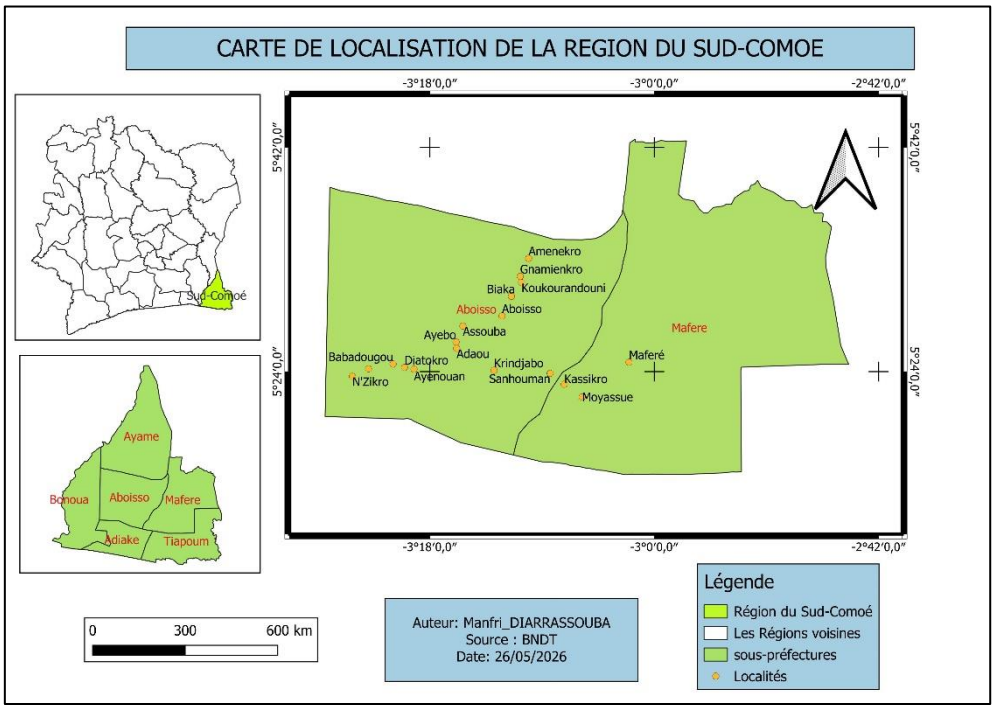


Figure 2: Carte de localisation de la région du Sud-Comoé

I.2.2. Caractéristiques physiques du milieu

❖ Le climat et Végétation

Le département d'Aboisso est caractérisé par un climat tropical équatorial de type attiéen, marqué par des conditions chaudes et humides tout au long de l'année. La pluviométrie moyenne annuelle est d'environ 1 500 mm, répartie en quatre saisons :

- Grande saison sèche : de décembre à février ;
- Grande saison pluvieuse : de mars à juillet ;
- Petite saison sèche : d'août à septembre ;
- Petite saison pluvieuse : d'octobre à novembre.

La végétation est principalement constituée de forêts denses riches en essences forestières tropicales. Le département abrite des forêts, notamment celles de Soumié (725 ha) et de Négé (350 ha), jouant un rôle important dans la préservation de la biodiversité locale.

❖ Le Relief

Le département d'Aboisso présente un relief varié, caractérisé par une forte dénivellation, en particulier dans la partie nord-est, correspondant aux sous-préfectures d'Ayamé et de Bianouan, ainsi qu'à l'est, au niveau de la sous-préfecture de Maferé. Ces zones accidentées, souvent escarpées, compliquent les travaux agricoles ainsi que la construction et l'entretien des pistes rurales, ce qui entrave l'évacuation des productions agricoles.

❖ Géologie

La Côte d'Ivoire repose sur deux grands ensembles géologiques. Le premier est un socle précambrien cristallin, constitué principalement de roches granitiques et de chaînes schisteuses, façonné par l'orogénie éburnéenne et largement affleurant sur le territoire national. Le second bassin sédimentaire côtier dont la partie terrestre épouse le Golfe de Guinée de part et d'autre d'Abidjan, avec une dominance des formations sédimentaires dans la région Sud-Est d pas où se situe notre zone d'étude.

La zone du projet s'inscrit dans ce bassin sédimentaire. La formation concernée, le Continental Terminal, est un ensemble de dépôts détritiques sablo-argileux sans stratigraphie continue, dont les formations sont lenticulaires et ne peuvent pas être corrélées d'un sondage à l'autre. Les faciès dominants sont des sables argileux de teinte brun-jaune à rougeâtre selon les oxydes de

fer, et des argiles bariolées à blanchâtres. Les données de forages réalisés dans le secteur montrent en surface une terre de barre (sables silto-argileux, milieu oxydé) sur une trentaine de mètres, puis en profondeur une épaisse alternance de sables grossiers et de kaolins silteux correspondant à un dépôt continental fluviatile.

❖ Hydrogéologie

Le Continental Terminal (dernier ensemble de dépôts sédimentaires d'origine continentale mis en place à la fin du tertiaire, constituant la formation superficielle du bassin côtier) constitue le principal aquifère de la zone d'étude. Il se présente en configuration bicouche, avec un niveau sableux productif confiné sous une couche d'argile bariolée jouant le rôle de toit imperméable, formant ainsi une nappe captive. Cet aquifère présente une bonne porosité, une bonne perméabilité et une bonne transmissivité, favorables à l'exploitation par forage. L'écoulement souterrain s'oriente globalement du Nord-Ouest vers le Sud-Est, avec une alimentation assurée en partie par le fleuve Comoé. Ces caractéristiques justifient pleinement le recours aux eaux souterraines comme ressource principale du système AEP d'Aboisso et ses localités environnantes.

❖ Hydrographie

Le département d'Aboisso est traversé du nord au sud par le fleuve Bia, principal cours d'eau de la région, accompagné de plusieurs affluents dont la rivière Tanoé. Ce réseau soutient les activités agricoles et la pêche artisanale, notamment autour des barrages hydroélectriques d'Ayamé I et II.

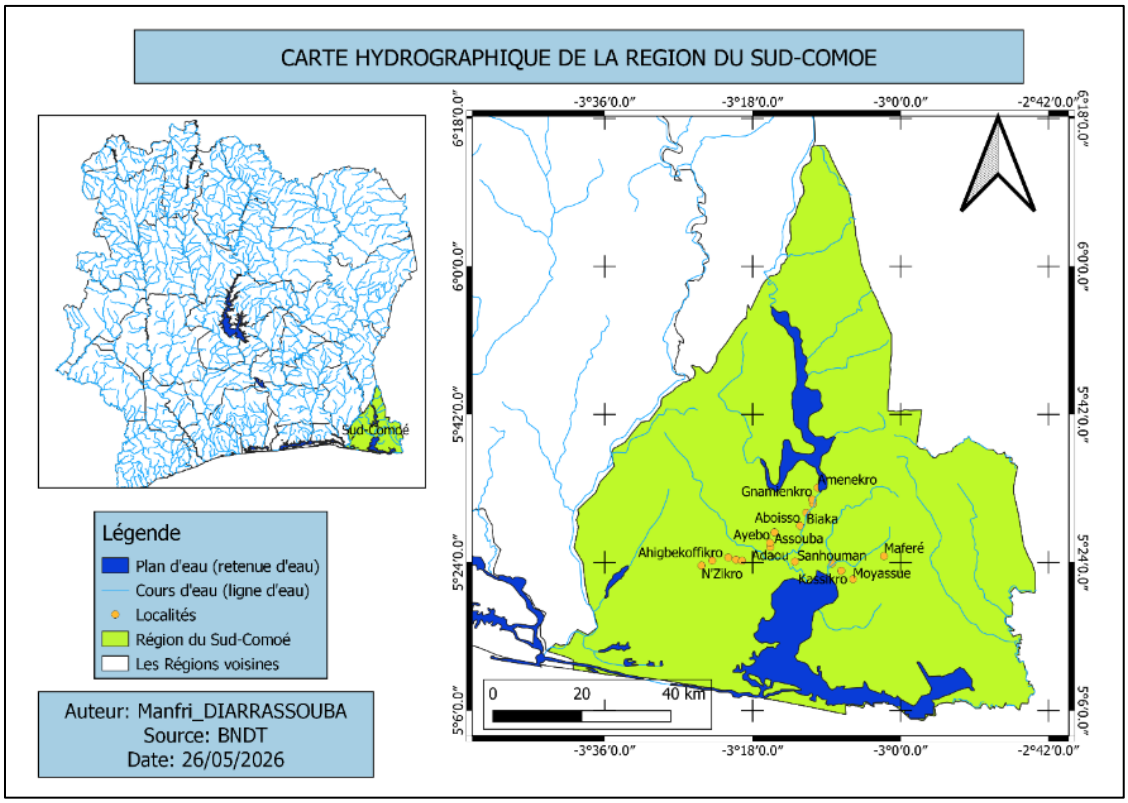


Figure 3: Carte hydrographique de la région du Sud-Comoé

I.2.3. Aspects socio-économiques

❖ Démographie et Economie

Selon le RGPH 2021 (Institut National de la Statistique (INS), 2021), la sous-préfecture d'Aboisso compte 100 903 habitants. La population est inégalement répartie, avec une concentration plus importante dans les localités d'Aboisso et Grand-Bassam. Selon ces données, la répartition de la population dans les principales sous-préfectures de la zone d'étude se présente comme suit :

- La sous-préfecture d'Aboisso compte une population estimée à 100 903 habitants ;
- La sous-préfecture d'Adiaké compte 50 556 habitants ;
- La sous-préfecture de Grand-Bassam compte 124 567 habitants ;
- La sous-préfecture de Tiapoum compte 25 887 habitants.

L'économie est dominée par le secteur agricole, avec le cacao, le café, l'hévéa et le palmier à huile comme cultures de rente. L'hévéaculture constitue aujourd'hui la deuxième culture de rente après le cacao.

II. PRÉSENTATION DU PROJET

II.1. Contexte et justification

II.1.1. Contexte

La ville d'Aboisso, chef-lieu de la région du Sud-Comoé, connait une forte croissance démographique, avec une population de 56 558 habitants selon le RGPH 2021. L'alimentation en eau potable repose principalement sur le fleuve Bia, dont l'eau est captée, traitée dans une station et stockée dans les infrastructures telles que des bâches et un château d'eau de 500 m^3, avant d'être distribuée aux populations. Cependant, la qualité de l'eau du fleuve Bia s'est dégradée ces dernières années, notamment en raison des activités d'orpaillage. Cette situation impose parfois une réduction du débit de production pour garantir une eau conforme aux normes en vigueur. De plus, le développement des infrastructures n'a pas suivi le rythme de l'expansion urbaine, entraînant une saturation des équipements et des interruptions de la desserte dans plusieurs quartiers. En 2024, un premier projet avait été lancé pour renforcer l'alimentation en eau potable de la ville, avec la construction d'un château d'eau de 1 000 m^3 et la mise en place d'une nouvelle station de traitement. Ce projet n'a toutefois pas été achevé et le château reste inutilisé à ce jour.

Face à ces enjeux, l'Etat de la Côte d'Ivoire, par l'intermédiaire de l'Office National de l'Eau Potable (ONEP), a initié un projet de renforcement de la production en eau potable de la ville. Dans ce cadre, un champ captant à fort potentiel a été identifié à environ 20 km de la ville, dans la localité d'Ayenouan. Cette nouvelle ressource permettra de renforcer durablement le système d'approvisionnement en eau potable et de répondre aux besoins croissants de la population d'Aboisso et de ses localités environnantes.

Ainsi, la problématique qui se pose est la suivante : comment renforcer durablement le système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et de ses localités environnantes afin d'assurer une desserte fiable, continue et de qualité ? Cette situation rend nécessaire la réalisation d'une étude technique visant à proposer des solutions adaptées pour exploiter la nouvelle ressource et améliorer l'efficacité du système de distribution d'eau potable.

II.1.2. Justification

L'accès à l'eau potable constitue un enjeu majeur pour le développement de la ville d'Aboisso et de ses localités environnantes. Le système existant, basé sur le fleuve Bia et un château d'eau de 500 m^3, apparaît insuffisant pour garantir un approvisionnement continu et de qualité. La

dégradation de la ressource en eau, liée notamment aux activités d'orpaillage, complique le traitement et réduit la disponibilité de l'eau potable. Dans ce contexte, le projet de renforcement est nécessaire pour :

- Répondre aux besoins croissants en eau potable de la population urbaine et des localités environnantes actuelles.
- Assurer une continuité et une fiabilité du service pour les populations, en limitant les interruptions de la desserte.
- Préparer le système aux besoins futurs, en tenant compte de la croissance démographique et de l'urbanisation.

Ainsi, le projet permettra de renforcer durablement le système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso, en améliorant à la fois la disponibilité, la qualité et la continuité du service pour l'ensemble des populations desservies.

II.2. Objectif de l'étude

II.2.1. Objectif général

L'objectif général de cette étude est de proposer une solution technique optimale de renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et ses localités environnantes.

II.2.2. Objectifs spécifiques

Pour atteindre cet objectif, il s'agira de :

- Faire un diagnostic du système existant ;
- Réaliser la Conception et le dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques ;
- Evaluer les impacts du projet sur l'environnement et les conditions socio-économiques des populations ;
- Estimer le coût global des travaux.

II.3. Résultats attendus

A l'issue de cette étude, les résultats suivants sont attendus :

- Un diagnostic du système d'alimentation en eau potable existant ;
- Le dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques ;
- Un système de gestion durable ;

- Le coût de réalisation du projet.

II.4. Cadre institutionnel du projet

Le projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et de ses localités environnantes a été initié par l'Etat de Côte d'Ivoire et est structuré autour des principaux acteurs suivants :

- Maître d'ouvrage (MO) : le MINHAS (Ministère de l'Hydraulique, de l'Assainissement et de la Salubrité), responsable de la supervision et de l'orientation générale du projet.
- Maître d'ouvrage délégué (MOD) : l'ONEP (Office National de l'Eau Potable), chargé de la mise en œuvre opérationnelle du projet.
- Promoteur : la société PFO, en charge de l'exécution des travaux.
- Bureau d'études : INFRATP-IC, responsable des études techniques et du suivi de l'ingénierie du projet.

II.5. Etat des lieux et Diagnostic du système en eau potable

Dans le cadre du présent projet, un diagnostic du système d'alimentation en eau potable a été réalisé afin d'évaluer son état de fonctionnement. Ce diagnostic a consisté à analyser les différentes composantes du système, notamment les ouvrages de captage, les équipements de pompage, les conduites ainsi que les ouvrages de stockage. Il a également intégré l'analyse de la qualité de l'eau brute, en vue d'identifier ses caractéristiques physico-chimiques et d'apprécier les contraintes liées à son traitement.

L'ensemble de cette démarche permettra de mettre en évidence les insuffisances du système existant et de disposer d'une base pour la proposition de solutions techniques adaptées.

II.6. Données de base et hypothèses de dimensionnement

II.6.1. Horizon du projet

Le maître d'ouvrage délégué (l'ONEP) a fixé un horizon de 15 ans pour le projet, ce qui situe son terme en 2041.

II.6.2. Programme d'exécution du projet

Le projet est structuré en deux phases. La première vise le renforcement du système d'alimentation en eau de la ville d'Aboisso, tandis que la seconde porte sur l'amélioration de la desserte des localités environnantes.

II.6.3. Choix des localités environnantes

Le projet cible en priorité les localités situées le long de la ligne d'adduction principale de la ville d'Aboisso. Il inclut également certaines localités voisines, à proximité de la ville, qui peuvent être raccordées. Les localités retenues sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 1: Localités du projet

Localités Urbaines	Localités Rurales
Aboisso, N'Zikro, Ahigbekoffikro, Ayenouan, Assouba, Krindjabo, Maferé	Babadougou, Diatokro, Adoua, Ayebo, Sanhouman, Kassikro, Mouyassue, Biaka, Kounkourandouni, Gnamienkro, Amoakro

II.6.4. Typologie des localités environnantes

Selon les directives du maître d'ouvrage délégué, les localités comptant plus de 5 000 habitants sont qualifiées d'urbaines, tandis que celles en deçà de ce seuil sont considérées comme rurales.

II.6.5. Consommation spécifique et taux de raccordement

Le maître d'ouvrage délégué a défini les consommations spécifiques et les taux de raccordements applicables aux localités urbaines et rurales. Les valeurs de référence correspondantes sont présentées dans le tableau n°1 ci-après :

Tableau 2: Consommation spécifique et taux de raccordement

Localités	Données	H0	H+5	H+10	H+15
	Années	2026	2031	2036	2041
Localités Urbaines	Consommation spécifique (l/hab./j)	60	66	73	81
	Taux de raccordement (Tr) (%)	60	65	70	85
Localités Rurales	Consommation spécifique (l/hab./j)	30	33	37	40
	Taux de raccordement (Tr) (%)	40	60	75	85

II.6.6. Temps de pompage

Le maître d'œuvre a retenu une durée de pompage de vingt heures (20h).

II.6.7. Vitesses et pressions

Les vitesses d'adduction se situent idéalement entre 0,8 et 1,2 m/s, avec des limites de 0,6 à 1,5 m/s (ZOUGRANA, 2003). La limite inférieure correspondant à la vitesse d'auto curage, qui varie entre 0,2 et 0,3m/s selon la qualité de l'eau. Les vitesses de distribution sont comprises entre 0,3 et 1 m/s.

La classe de pression des conduites est choisie en fonction de la pression statique. Pour ce projet, les conduites sont en PN10 pour des pressions inférieures à 70 mCE, en PN16 entre 70 et 130 mCE, et en PN20 au-delà de 130 mCE.

III. MATÉRIEL ET MÉTHODOLOGIE

III.1. Matériels utilisés

Les matériels et logiciels utilisés pour la réalisation de ce projet sont listés dans le tableau n° 2 :

Tableau 3: Matériel utilisé pour l'élaboration du projet

Désignation	Version	Utilité
Google Earth	Pro	Localisation de la zone d'étude
Pack Microsoft (Excel, Word)	Office 2019	Traitement de données et rédaction de mémoire
QGIS	2.18.16	Réalisation des cartes
Mensura Genius	10.1	Saisie en réseau divers
Epanet	2.0	Simulation hydraulique du réseau
AutoCAD	2019	Conception des plans
Epacad	2.0	Convertir le fichier DWG en INP
Global Mapper	17.2	Conversion de fichier de KMZ en DWG
GPS	Garmin 64s/etrex	Prise de coordonnées Géographiques

III.2. Méthodologie

Cette section présente de manière détaillée la démarche adoptée pour atteindre les objectifs du projet, depuis la collecte des données jusqu'à leur traitement, ainsi que l'élaboration et l'analyse des résultats.

III.2.1. Recherche documentaire

La première étape a consisté à examiner les termes de référence de l'étude afin de mieux cerner le contexte et les enjeux du projet. Par la suite, une revue de la littérature a été réalisée pour s'approprier les différentes approches de conception des systèmes d'approvisionnement en eau potable. Elle a également permis de rassembler les données bibliographiques et climatiques disponibles sur la zone d'étude. Cette revue documentaire s'est notamment appuyée sur des études similaires de renforcement de systèmes AEP menées dans d'autres localités de la Côte d'Ivoire, notamment le projet de la ville de Divo (TRAORE, 2022) et celui de la ville de Dimokro (YEO, 2025), dont les démarches méthodologiques ont inspiré celle adoptée dans le présent travail.

III.2.2. Reconnaissance de la zone d'étude

La visite de terrain a permis d'établir un contact direct avec les populations concernées et d'observer les infrastructures existantes. Elle a également servi à collecter des données essentielles et à obtenir une vue d'ensemble des caractéristiques de la zone d'étude.

III.2.3. Analyse des données

Cette phase a porté sur l'exploitation des informations recueillies afin d'identifier les méthodes de conception et de dimensionnement les plus appropriées au projet.

III.2.4. Traitement des données

Le traitement des données a permis de procéder au choix de la ressource en eau, d'estimer les besoins de la population et de dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du système.

III.2.5. Choix de la ressource en eau

Le choix de la ressource en eau sera effectué sur la base de critères définis à partir du diagnostic du système existant. Cette étape consistera à analyser les différentes ressources en eau mobilisables, en tenant compte de la qualité de l'eau brute, des caractéristiques du système en place ainsi que des contraintes liées à leur exploitation. L'analyse de ces éléments permettra

de disposer des bases nécessaires pour orienter le choix de la ressource la plus adaptée aux besoins du projet.

III.2.6. Evaluation de la demande en eau

L'estimation de la demande en eau s'est appuyée sur les données issues du RGPH ainsi que sur les recommandations du maître d'ouvrage. Elle prend en compte la population à desservir et les consommations spécifiques selon les différents usages.

La demande en eau est répartie en deux (02) grandes catégories :

- La demande domestique ;
- La demande liée aux activités socio-économiques.

III.2.6.1. Demande domestique

L'évaluation des besoins domestiques a été réalisée à l'aide de la méthode analytique, qui permet de projeter les consommations futures en fonction de l'évolution démographique et du niveau d'urbanisation.

- **Estimation de la population**

La population aux différents horizons du projet a été estimée à partir de la formule de Thomas Malthus, à l'aide de l'Equation n°1 :

Formule	Paramètres
$P_n = P_0 \times (1 + \alpha)^n$	P_n : Population estimée après n années ; P_0 : Population à l'année de référence ; α : Taux d'accroissement de la population (%) ; n : Nombre d'années à l'horizon du projet.

Équation 1: Formule de Thomas MALTHUS

Le taux d'accroissement de la population retenu dans le cadre de cette étude est 3% pour les localités urbaines et 2% pour les localités rurales (INS 2021).

- **Estimation de la demande domestique en eau**

La demande domestique a été déterminée à l'aide de l'Equation n°2 :

Formule	Paramètres
$D_d = C_s \times P_n \times T_r$	D_d : Demande domestique (m^3/j) ; C_s : Consommation spécifique (l/j/hab) ; P_n : Population estimée après n années ; T_r : Taux de raccordement au réseau d'eau (%).

Équation 2: Estimation de la demande domestique

III.2.6.2. Demande des activités socio-économiques

La demande des activités socio-économique sera estimée à 10% de la demande domestique en zone urbaine et en zone rurale. Elle est évaluée à l'aide de la formule donnée par l'équation n°3 :

Formule	Paramètres
$\mathbf{D_{se} = 10\% \times D_d}$	$\mathbf{D_{se}}$: Demande des activités socio-économiques (m^3/j) ; $\mathbf{D_d}$: Demande domestique (m^3/J).

Équation 3: Estimation de la demande des activités socio-économiques

III.2.6.3. Demande journalière moyenne

La demande journalière moyenne (D_{jm}), qui correspond également à la demande globale (Dg), représente l'ensemble des demandes à prendre en compte pour l'étude du projet. Elle résulte de la somme des demandes domestique et des activités socio-économiques.

Elle est estimée à l'aide de la formule donnée par l'équation n°4:

Formule	Paramètres
$\mathbf{D_{jm} = D_d + D_{se}}$	$\mathbf{D_{jm}}$: Demande Journalière Moyenne (m^3/j) ; $\mathbf{D_d}$: Demande Domestique (m^3/j) ; $\mathbf{D_{se}}$: Demande des Activités Socio-économiques (m^3/j).

Équation 4: Estimation de la demande journalière moyenne

III.2.6.4. Demande journalière de pointe

La Demande journalière de pointe correspond à la quantité maximale d'eau requise au cours d'une journée caractérisée par une forte consommation. Elle est déterminée à l'aide de deux coefficients, à savoir le coefficient de pointe journalier et le coefficient de pointe saisonnier. Le coefficient de pointe journalier est défini comme le rapport entre la consommation journalière maximale du jour de pointe et la consommation journalière moyenne du mois de pointe. Sa valeur varie généralement entre 1,05 et 1,15. Le coefficient de pointe saisonnier, quant à lui, correspond au rapport sur l'année de la consommation journalière de pointe sur la consommation journalière moyenne (Faye, 2020). Pour une zone tropicale humide, le coefficient de pointe saisonnier est égal à 1,05. En ce qui concerne le coefficient de pointe journalier, nous avons pris comme valeur 1,05.

La demande journalière de pointe est ainsi déterminée à travers la formule donnée par l'équation n°5:

Formule	Paramètres
$\mathbf{D_{jp} = D_{jm} \times C_{ps} \times C_{pj}}$	$\mathbf{D_{jp}}$: Demande journalière de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{D_{jm}}$: Demande journalière moyenne (m^3/j) ; $\mathbf{C_{ps}}$: Coefficient de pointe saisonnier ; $\mathbf{C_{pj}}$: Coefficient de pointe journalier.

Équation 5: Estimation de la demande journalière de pointe

III.2.6.5. Evaluation des besoins en eau et des débits de dimensionnement

- **Rendement du réseau et du traitement**

Dans les systèmes d'alimentation en eau potable, des pertes en eau sont fréquemment observées, aussi bien au niveau du traitement que du réseau de distribution. Les pertes liées au traitement sont généralement évaluées entre 4% et 5%, ce qui correspond à un rendement moyen des installation avoisinant 95% (ZOUGRANA, 2003). En ce qui concerne le transport et la distribution, les pertes varient habituellement entre 10% et 20%, selon les conditions d'exploitation.

Dans le cadre de cette étude et afin de considérer une situation défavorable, les pertes ont été fixées à 5% pour le traitement et à 15% pour la distribution.

- **Coefficient de pointe horaire**

Le coefficient de pointe horaire permet de caractériser les variations de la consommation d'eau au cours de la journée. Il met en évidence les périodes de forte demande et traduit les habitudes journalières des usagers. Il est évalué à l'aide de la formule du Génie Rural, exprimée par l'équation n°6 :

Formules	Paramètres
$\mathbf{C_{ph} = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Qmh}}}$	$\mathbf{C_{ph}}$: Coefficient de pointe horaire ; $\mathbf{Q_{mh}}$: Débit moyen horaire (m^3/h). $1{,}5 < \mathbf{C_{ph}} < 3$

Équation 6: Formule de génie rural

- **Besoins de pointe journaliers**

Les besoins journaliers de pointe correspondent à la quantité maximale d'eau à fournir pour répondre à la demande journalière de pointe de la population, en prenant compte les pertes liées au traitement et à la distribution. Ils sont calculés à partir de la demande journalière de pointe, corrigée selon le rendement du réseau et des installations de traitement, à l'aide de la formule donnée par l'équation n°7:

Formule	Paramètres
$\mathbf{B_{jp}} = \frac{Djp}{nr\ x\ nt}$	$\mathbf{B_{jp}}$: Besoin journalier de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{D_{jp}}$: Demande journalière de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{n_r}$: Rendement du réseau égal à 85% ; $\mathbf{n_t}$: Rendement du traitement égal à 95%.

Équation 7: Estimation des besoins de pointe journalière

- **Débit de production**

Le débit de production correspond à la quantité d'eau prélevée à la source et acheminée vers la station de traitement. Il représente le volume d'eau nécessaire pour couvrir la demande journalière de pointe de la population. Le temps de fonctionnement est égal à 20h.

Le débit de production est calculé à l'aide de la formule donnée par l'équation n° 8 suivante :

Formule	Paramètres
$\mathbf{Q_p} = \frac{Bjp}{Tf}$	$\mathbf{Q_p}$: Débit de production (m^3/h) ; $\mathbf{B_{jp}}$: Besoin journalier de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{T_f}$: Temps de fonctionnement (h).

Équation 8: Estimation du débit de production

- **Débit d'adduction**

Le débit d'adduction représente la quantité d'eau transportée par les conduites principales depuis la station de traitement vers les réservoirs de stockages. Le temps de fonctionnement est égal à 20h. Le débit d'adduction est calculé à l'aide de la formule donnée par l'équation n°9 :

Formule	Paramètres
$\mathbf{Q_a} = \frac{Djp}{nr\ x\ Tf}$	$\mathbf{Q_a}$: Débit d'adduction (m^3/h) ; $\mathbf{D_{jp}}$: Demande journalière de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{n_r}$: Rendement du réseau ; $\mathbf{T_f}$: Temps de fonctionnement (h).

Équation 9: Estimation du débit d'adduction

- **Débit de distribution**

Le débit de distribution correspond à la quantité maximale d'eau requise par les consommateurs au cours de l'heure de pointe de la journée. Il sert à dimensionner le réseau de distribution et à garantir que la demande des usagers soit satisfaite pendant les périodes de forte consommation. Avec un temps de 24h pour assurer la fonction de distribution continue.

Le débit de distribution est calculé à l'aide de la formule donnée par l'équation n°10 :

Formule	Paramètres
$\mathbf{Q_d} = \frac{Djp}{nr\ x\ 24}$ x $\mathbf{C_{ph}}$	$\mathbf{Q_d}$: débit de distribution (m^3/h) ; $\mathbf{D_{jp}}$: Demande journalière de pointe (m^3/j) ; $\mathbf{n_r}$: Rendement du réseau ; $\mathbf{T_f}$: Temps de fonctionnement est de 24h ; $\mathbf{C_{ph}}$: Coefficient de pointe horaire.

Équation 10: Estimation du débit de distribution

- **Calcul du Débit du projet**

Le choix du débit de projet sera déterminé en se basant sur l'analyse comparative entre les besoins futurs et la production actuelle. A cet effet, le débit de production à l'horizon d'étude, obtenu à partir des calculs des besoins en eau, sera considéré comme débit de référence. La différence entre ce débit de production à l'horizon et le débit de production actuel permettra de déterminer le débit supplémentaire à mobiliser, correspondant ainsi au débit du projet, donnée par l'équation suivante :

Formule	Paramètres
$Q_{projet} = Q_{horizon} - Q_{actuel}$	$\mathbf{Q_{projet}}$: Débit du Projet (m3/h).

Équation 11: Estimation du débit projet

III.2.7.DETERMINATION DES DIMENSIONS DES OUVRAGES ET EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES

III.2.7.1. Conduite de Refoulement et d'Adduction

Dans ce projet, l**es conduites de refoulement et d'adduction** seront en **PEHD** (Polyéthylène Haute Densité) PN16.

❖ Détermination des paramètres hydrauliques

➢ Diamètre et vitesse des conduites

Le réservoir de stockage sera alimenté par des forages à gros débit, chacun équipé d'une pompe immergée assurant le refoulement de l'eau à travers une conduite d'adduction ou de refoulement. Le dimensionnement de cette conduite repose sur le choix d'un diamètre économique, permettant de limiter les coûts d'exploitation. Afin d'assurer un fonctionnement optimal du système, le diamètre ainsi que la vitesse d'écoulement seront déterminés à l'aide de formules empiriques suivantes :

Auteurs	Formules	Paramètres
Bresse	$D_{th} = 1{,}5\ x\ \sqrt{Q}$	**D_{th}** : Diamètre intérieur théorique (m) ; **Q** : Débit d'exploitation (m^3/s) ; **n** : Nombre d'heure de pompage par jour (h).
Bresse Modifié	$D_{tn} = 0{,}8\ x\ Q^{1/3}$	
Munier	$D_{tn} = (1 + 0{,}02n)x\ \sqrt{Q}$	
Bonnin	$D_{th} = \sqrt{Q}$	
Bedjaoui	$D_{th} = 1{,}27\ x\ \sqrt{Q}$	

Équation 12: Formules empiriques pour le calcul du diamètre théorique

Le diamètre économique retenu sera celui qui satisfait simultanément aux critères de GLS et de Flamant.

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

➢ Calcul de vitesse théorique

Les vitesses d'écoulement dans les conduites se déduiront de l'équation de continuité, présentée à l'équation suivante :

Formule	Paramètres
$V = \frac{4 * Q}{\pi * D_{int}^2}$	**V** : Vitesse (m/s) ; **Q** : Débit (m^3/s) ; **D_{int}** : Diamètre intérieure (m).

Équation 13: Calcul de la vitesse

III.2.7.1.2. Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) correspond à la pression, exprimée en mètre de colonne d'eau (mCE), que la pompe doit fournir à un volume de liquide afin d'assurer son transfert d'un

point à un autre situé à une cote différente (ZOUGRANA, 2003). Elle est donnée par l'équation suivante :

Formules	Paramètres
$HMT = Hgéo + \sum \Delta H$ $Hgéo = Z_2 - Z_1$	$\sum \Delta \mathbf{H}$: Somme des Pertes de charge dans la conduite (m) ; $\mathbf{H_{géo}}$: La hauteur géométrique (m) correspondant à la différence de niveau entre le point d'arrivée et le point de départ ; Z_1 : Côte du point d'arrivée (m) ; Z_2 : Côte d point de départ (m).

Équation 14: Calcul de la hauteur manométrique totale

III.2.7.1.3. Calcul de perte de charge

La formule de Darcy-Weisbach a été retenue en raison de son caractère polyvalent et de sa capacité à s'appliquer à différents régimes d'écoulement. Elle présente également l'avantage de prendre en compte la viscosité du fluide, la rugosité des conduites à travers le coefficient de frottement, ce qui permet une meilleure représentation des pertes de charges.

Formules	Paramètres
$\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS$ $\Delta HL = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} * L$ $\Delta HS = 10\%^1 * \Delta \mathrm{HL}$ $\Delta HT = 1{,}1 * \Delta HL$	$\mathbf{\Delta H_T}$: Perte de charge totale (m) ; $\mathbf{\Delta H_L}$: Perte de charge linéaire (m) ; $\mathbf{\Delta Hs}$: Perte de charge singulière (m) ; $\boldsymbol{\lambda}$: Le coefficient de frottement ; **g** : Accélération de pesanteur (m/s2) ; **Q** : Le Débit (m3/s) ; **D** : Diamètre intérieure de la conduite (m) ; **L** : Longueur de la conduite (m).

Équation 15: Calcul des pertes de charge

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

La détermination du nombre de Reynolds (équation 16) et du coefficient de frottement (équation 17) sont présentées en Annexe 12.

III.2.7.1.4. Choix et dimensionnement de la pompe

- **Détermination des paramètres de fonctionnement**

Le choix repose sur le débit de projet et la HMT. Le nombre spécifique (équation 18) caractérise le type de pompe. La gamme GRUNDFOS SP est retenue pour les pompes immergées (forages)

[1] Coefficient pris à 10% (cas défavorable) compte tenu de la longueur importante d réseau (>10 Km) et de la forte densité de singularités hydrauliques.

(Grundfos, s.d.b) et GRUNDFOS NK pour les pompes de surface (Grundfos, s.d.a). La condition de non-cavitation impose $NPSH_d > NPSHd_{requis} + 0{,}5$ m.

Les détails du dimensionnement (équations 18, 19, 20) sont présentés en annexe 13.

- **Détermination de la puissance**

La puissance hydraulique Ph : correspond à l'énergie transmise par la pompe au fluide afin de l'élever d'un niveau inférieur vers un niveau supérieur. La puissance absorbée est : la puissance nécessaire au fonctionnement mécanique de la pompe. Elle dépend du rendement de la pompe η_p. La puissance totale de la motopompe Pt : est la puissance totale de l'installation (motopompe), elle tient compte également du rendement du moteur η_m.

Ces différentes puissances sont données par les relations suivantes :

Formules	Paramètres
$Ph = \varphi * g * Q * HMT$ $Pa = \frac{Ph}{\eta p}$ $Pt = \frac{Pa}{\eta m}$	**P_h** : Puissance Hydraulique de la pompe (kW) ; **P_a** : Puissance absorbée (kW) ; **P_t** : Puissance totale de la motopompe (kW) ; **g** : Accélération de pesanteur (m/s2) ; **Q** : Débit (m3/s) ; **HMT** : La hauteur manométrique totale (m) ; φ : La masse volumique de l'eau (kg/m3) ; **η_P** : rendement de la pompe (%) **η_m** : rendement du moteur (%)

Équation 16: Formule pour le calcul des puissances

II.2.7.1.5. Alimentation et raccordement électrique

Alimentation électrique : L'ensemble des équipements électromécaniques du projet, notamment les pompes des forages, de la station de traitement et de la station de reprise, sera raccordé au réseau électrique de la compagnie Ivoirienne d'Electricité (CIE). Ce choix se justifie par la disponibilité du réseau dans la zone du projet.

Alimentation de secours : Par mesure de précaution, afin de garantir la continuité du service en cas de défaillance éventuelle du réseau CIE, une alimentation électrique de secours par groupes électrogènes a été prévue pour chaque site critique du projet.

Nous avons choisi le groupe électrogène au détriment des onduleurs (systèmes à batteries pour alimentation de courte durée) et panneaux photovoltaïques (production d'Energie solaire) car les onduleurs sont limites à quelques kVA, ils ne sont donc pas adaptés à l'alimentation de pompes de forte puissance. Les panneaux photovoltaïques nécessitent des investissements très

importants pour des charges de plusieurs centaines de kilowatts, et leur disponibilité dépend de l'ensoleillement. Les groupes électrogènes offrent une puissance adaptée aux besoins industriels, une autonomie illimitée et constituent la solution standard dans les projets.

Le dimensionnement de ces groupes électrogènes est présenté dans la section suivante. La puissance apparente de chaque groupe électrogène est calculée selon la formule suivante :

Formule	Paramètres
$P_{app} = \frac{P_{moteur}}{cos\phi}$	**P_{app}** : Puissance apparente (kVa) ; **$P_{_moteur}$** : puissance du moteur (kW) ; **cosϕ** : facteur de puissance du moteur catalogue.

Équation 17: Calcul de la puissance apparente

III.2.7.1.6 Détermination du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système est déterminé par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe choisie et la courbe du réseau.

III.2.7.1.7. Etude des phénomènes transitoires

- **Etude du coup de bélier**

Le coup de bélier correspondant à un phénomène hydraulique transitoire, se traduisant par des variations rapides de pression au sein d'une conduite lorsque le régime d'écoulement est brusquement modifié (Bouaziz, 2016; Eydoux, 1917). Cette modification rapide des conditions d'écoulement peut être due soit à une fermeture instantanée d'une vanne ou l'arrêt brutal de la pompe. Ces variations rapides engendrent des ondes de pression susceptibles de provoquer des surpressions ou des dépressions importantes, pouvant nuire à la stabilité des installations hydrauliques (MOUNIROU, 2017). Pour cette raison, l'analyse de ce phénomène est indispensable dès la phase de conception des réseaux, afin d'anticiper les risques et d'en limiter les effets par la mise en place de dispositifs de protection adaptés, tels que les réservoirs ou ballons anti-bélier. L'étude du coup de bélier dans le cadre de ce travail s'effectue selon les étapes suivantes :

- **Détermination de la célérité de propagation des ondes**

La propagation des perturbations de pression dans une conduite se fait sous forme d'ondes dont la vitesse, appelée célérité, dépend des caractéristiques du fluide et de la conduite. Elle est évaluée par la formule suivante :

Formule	Paramètres
$C = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\varphi}} * \frac{1}{\sqrt{1 + (\frac{e}{E} * \frac{D_{int}}{e})}}$	**C** : La célérité des ondes (m/s) ;ε [Pa] : module d'élasticité du fluide[2] ; φ [kg/m^3] : la masse volumique du fluide ; E [Pa] : module de Young d'élasticité de la conduite[3] ; **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ; **e** : Epaisseur de la conduite (m).

Équation 18: Calcul de la célérité

- **Calcul de la variation de pression**

Une variation brusque de la vitesse de l'écoulement entraîne la propagation d'ondes de pression le long de la conduite, générant ainsi des surpressions ou des dépressions. En absence de données précises sur le temps de fermeture des organes de coupure, nous adoptons par mesure de sécurité l'hypothèse enveloppe de fermeture instantanée (perturbation rapide et totale), qui majore la surpression et garantir un dimensionnement sécuritaire des conduites. Cette variation de pression est estimée à l'aide de la relation d'Allevi-Joukowski :

Formule	Paramètres
$\Delta P = \pm \frac{C * Vo}{g}$ Avec $Vo = \frac{4*Qo}{\pi*D^2}$	**ΔP** : Variation de la pression (m) ; **C** : La célérité des ondes (m/s) ; **V_o** : La vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ; **g** : Accélération de pesanteur (m/s2) ; **Q_o** : Le Débit (m3/s) **D** : Diamètre intérieur de la conduite (m).

Équation 19: Calcul de la vitesse de pression

- **Détermination de la hauteur manométrique H_o**

La hauteur manométrique du réseau H_o constitue une grandeur de référence pour l'évaluation des pressions extrêmes engendrées par le coup de bélier. Son expression dépend du type de pompe utilisé :

Formules	Paramètres
❖ Cas d'une pompe immergée : $\boldsymbol{H_0 = HMT - NDmax}$ ❖ Cas d'une pompe de surface $\boldsymbol{H_0 = HMT}$	**HMT** : Hauteur Manométrique Totale (m) ; **ND_{max}** : Le niveau dynamique maximal de l'eau (m).

Équation 20: Calcul de la Hauteur Manométrique du réseau H_o

[2] ε = 2.10^9 Pa
[3] E = 0,93 GPa (PEHD)

➢ **Détermination des pressions extrêmes**

Les pressions maximale et minimale sont respectivement données par :

Formules	Paramètres
$P_{max} = H_0 + \Delta P$ $P_{min} = H_0 - \Delta P$	**P_{max}** : Pression maximale (m) ; **P_{min}** : Pression minimale (m) ; **H_0** : Hauteur Manométrique Totale (m) ; **ΔP** : Variation de pression (m).

Équation 21: Calcul de la pression extrême

➢ **Conditions de vérification hydraulique**

L'analyse du coup de bélier nécessite de vérifier que les pressions générées restent dans des limites compatibles avec la résistance de la conduite. Deux situations critiques peuvent se présenter : la surpression et la dépression. Ces conditions sont les suivantes :

Formule	Paramètres
❖ Surpression : $Pmax \geq PMA \; et \; \frac{Pmax}{PN} \geq 1{,}2$ PMA = 1,2 x PFA et PFA ≈ PN ❖ Dépression : $Pmin < Patm = 10{,}33 \; mCE, soit \; Pmin < -10{,}33: par \; rapport \; a \; la \; pression \; relative$	**P_{max}** : Pression maximale (m) ; **PMA** : Pression maximale admissible (PMA = 1,2 x PFA) ; **PFA** : Pression de fonctionnement admissible (PFA ≈ PN) pour une conduite neuve ; **PN** : Pression Nominale ; **P_{min}** : Pression minimale (m) ; **P_{atm}** : Pression atmosphérique.

Équation 22: condition de coup de bélier préjudiciable

➢ **Mesures de protection du réseau contre le coup de bélier**

La sécurité des réseaux d'adduction en présence de ce phénomène nécessite la mise en place de dispositifs de protection adaptés (Bouaziz, 2016).

Dispositifs de protection disponibles : Face aux risques de surpressions et de dépressions engendrés par le coup de bélier, plusieurs dispositifs de protection existent. Le tableau 3 en annexe 14 présente les principaux dispositifs, leurs conditions d'utilisation et leur rôle.

Dispositif retenu : Le réservoir anti-bélier a été retenu comme dispositif principal de protection contre les coups de bélier. Il est complété par des ventouses aux points hauts, des manomètres de surveillance et des clapets anti-retour en sortie de pompe.

➢ **Méthodes de dimensionnement**

La méthode retenue dépend de la longueur et du débit de la conduite :

- Longueur < 2km et Débit <140m3/h : utiliser la méthode de Vibert
- Longueur ≥ 2km : utiliser la méthode de l'abaque de Puech et Meunier

Dans ce projet, les longueurs des conduites varient de 1165 m à 3918 m pour le refoulement et 11658m pour l'adduction, ce qui conduit à appliquer les deux méthodes selon les cas.

Les détails de la procédure de dimensionnement (Tableau 4 et 5) sont présentés en annexe 15.

III.2.7.2. Dimensionnement du poste de neutralisation et de désinfection

Le poste de neutralisation et de désinfection (PND) est dimensionné pour traiter un débit de 1000m³/h d'eau brute issue du champ captant. Cette eau présente un pH très acide et une teneur élevée en CO2 libre (160 mg/L), ce qui la rend agressive pour les canalisations et impropre à la consommation humaine. Le traitement retenu est le procédé OQP^{TM} développé par OmniChimie et Services Industriels de Côte d'Ivoire (OCSI), titulaire du brevet OAPI n°17250 (OmniChimie et Services Industriels de Côte d'Ivoire (OCSICI), 2025). Ce procédé est basé sur trois étapes successives : **la désorption du CO2, la désinfection par électrolyse et la mise à l'équilibre calco-carbonique.** Comme appuis, des études similaires menées sur des eaux de forages en Afrique centrale ont montré que la caractérisation physico-chimique et la mise à l'équipement calco-carbonique constituent des étapes essentielles pour garantir la potabilité des eaux souterraines acides (Makomo et al., 2019).

Tableau 4:Filière de traitement retenue pour le PND d'Aboisso (OCSI, 2025)

N°	Etape	Réactif/Equipement
1	Désorption CO2	Colonne de stripage S4-OQP^{TM} (OCSI-brevet OAPI n°17250)
2	Désinfection	Hypochlorite de sodium (NaClO) -Electrolyseur OSEC-B (EVOQUA®)
3	Mise à l'équilibre calco-carbonique	Lait de chaux Vive (CaO) -Extincteur IMS® A-758

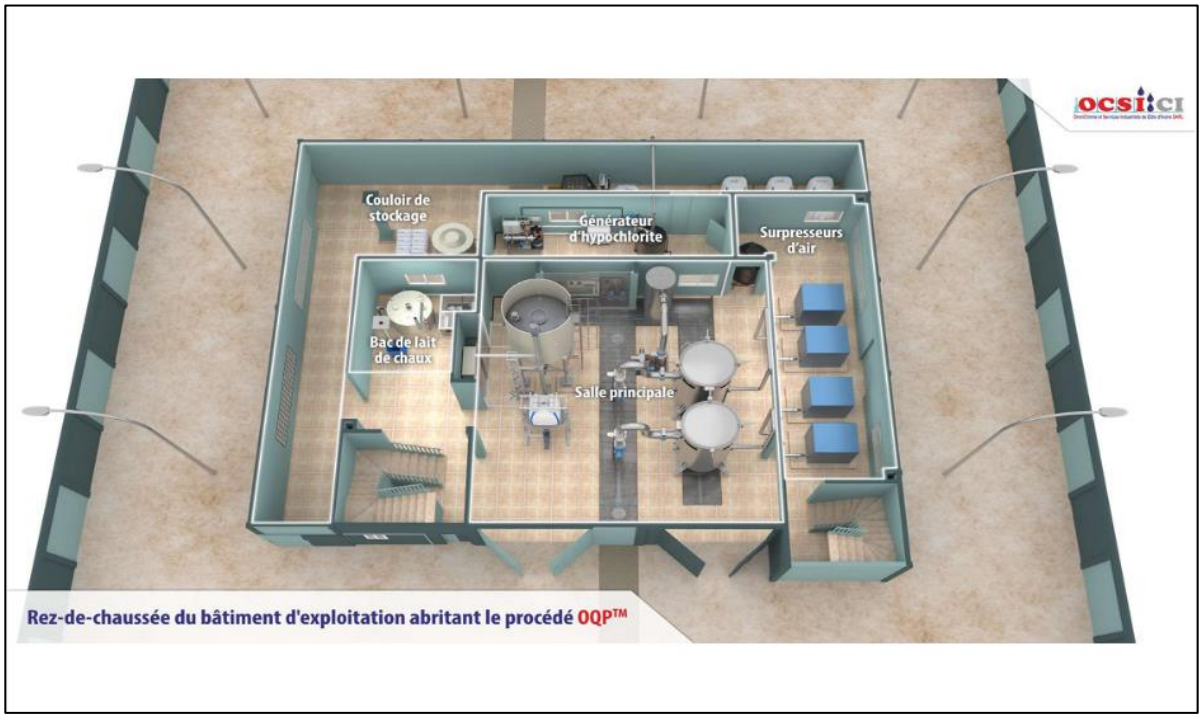


Figure 4: Illustration du procédé OQP™ (Source : OCSI)

III.2.7.2.1. Etape 1 : Désorption du CO2

❖ **Description du système S4-OQP™**

La désorption du CO2 est assurée par le système S4-OQP™ d'OCSI. Ce procédé consiste à faire passer l'eau en contact avec un flux d'air à contre-courant dans une colonne garnie d'anneaux Raschig VSP50P en polypropylène, ce qui entraine l'extraction du CO2 dissous. La colonne éliminant le CO2 jusqu'à 6 mg/L (seuil de solubilité), une fraction du débit est dérivée en by-pass afin de maintenir le CO2 résiduel à 43 mg/L, nécessaire à la mise à l'équilibre calco-carbonique en étape 3. La répartition des débits est déterminée par le bilan suivant :

Formule	Paramètres
Q0=Q1+Q2 **CO2_mitigé = (Q1*6+Q2*160) /Q0**	Q0 : débit total à traiter (m³/h), Q1 : débit stripé avec CO2 résiduel de 6mg/L, Q2 : débit by-pass avec CO2 brut de 160mg/L ; CO2_mitigé : CO2 résiduel après mitigeage

Équation 23: Détermination du débit de stripage

Le débit d'air de stripage est calculé par simulation via **le logiciel VFF-Fulkorper-Software 3.34,** corrigé selon la loi des gaz parfait pour les conditions de fonctionnement (pression ΔP=400 mbar, température = 58°c) : **V2= (P1*V1*T2) /(T1*P2)**.

III.2.7.2.2. Etape 2 : Désinfection

La désinfection est réalisée par injection d'hypochlorite de sodium (NaClO) produit in situ par électrolyse de chlorure de sodium, selon les réactions suivantes :

2NaCL+2H20 ⟶ Cl2+2NaOH+H2 (électrolyse)

Cl2+2Na0H ⟶ NaCl0+NaCl+H20 (formation NaCl0)

La dose de chlore est fixée à 1g/m³ d'eau traitée.

III.2.7.2.3. Etape 3 : Mise à l'équilibre calco-carbonique

La mise à l'équilibre calco-carbonique est réalisée par injection de lait de chaux. Elle vise à corriger le pH et à augmenter le TAC afin de rendre l'eau non agressive. Le dimensionnement est effectué par le modèle Legrand-Poirier-Leroy (LPL) qui détermine, par itérations successives, la dose optimale de chaux pour atteindre le point d'équilibre calco-carbonique (pH= 8,3 ; TAC=5°F). La dose de chaux est calculée par la variation de la teneur en calcium entre l'état initial et l'état d'équilibre :

Dose CaO (g/m³) = Δ[Ca^{2+}] (mmol/L) *M_CaO (g/mol) *1000 avec M_CaO = 56 g/mol

- Calculs des paramètres des différents réactifs :

Formules	Paramètres
$M = Q * d$ $q = \frac{T * Q}{C}$ $V_{bac} = q * T_f$	**M** : Masse de réactif (g/h) ; q : Débit de la pompe doseuse (L/h) ; Vbac : Volume du bac (L) ; T **ou d** : Taux ou dose du réactif (mg/L) ; Q : Débit de l'eau brute (m³/h) ; **C** : Concentration du réactif (g/L) ; Tf : Temps de fonctionnement (h).

Équation 24: Formule de calcul des paramètres des différents réactifs

III.2.7.2.4. Dimensionnement de la bâche d'eau traitée

La bâche d'eau traitée est adoptée sous forme cylindrique, en raison de sa meilleure résistance mécanique.

Formules	Paramètres
$T_c = \frac{C_u}{Q_s} \geq 2h$ $T_s = \frac{C_u}{Q_{Bjp}} \leq 2j$ $V_b = Q_{production} * T_c$ $S_b = \frac{V_b}{H_b}$; $R_b = \sqrt{\frac{S_b}{\pi}}$; $D_b = 2 * R_b$	**T_c** : Temps de Contact (h) ; **T_s** : Temps de Séjour (h) ; **C_u** : Capacité du réservoir (m^3) ; **Q_s** : Débit sortant (m^3/h) ; **V_b** : Volume de la bâche de stockage (m^3) ; **$Q_{production}$** : Débit de production (m^3/h) ; **BJP** : Besoins Journalier de Pointe (m^3/j) ; **S_b** : Surface de base (m^2) ; **H_b** : Hauteur de la bâche (m) ; **R_b** : Rayon de la bâche (m) ; **D_b**: Diamètre de la bâche (m).

Équation 25: Dimensionnement de la bâche d'eau traitée

III.2.7.2.5. Salle de reprise

Au niveau du poste de neutralisation et de désinfection (PND), il sera prévu une salle de reprise avec deux (02) lignes d'adduction : celles d'Assouba et de N'Zikro.

Une station de reprise sera prévue en cours de distribution au niveau du réseau d'Assouba. Elle assurera le refoulement de l'eau vers le château d'eau de Maferé via la ligne d'adduction 3.

III.2.7.2.6. Dimensionnement de la bâche de la station de reprise

Au niveau de la station de reprise, l'eau étant déjà traitée au PND, la bâche joue uniquement un rôle de transit. Le temps de séjour retenue est de 30 minutes.

III.2.7.3. Ouvrage de stockage (château d'eau)

Un réservoir de stockage (château d'eau) est un ouvrage hydraulique destiné à stocker l'eau potable afin d'assurer l'équilibre entre la production et la consommation, et à maintenir une pression suffisante dans le réseau de distribution. Nous avons trois méthodes pour dimensionner un réservoir : La méthode du tableau, la méthode graphique et la méthode forfaitaire (méthode retenue) (Cours AEP-Dr. Moussa D. Faye, 2021).

Le volume du réservoir est fixé forfaitairement à 25% de la DJP (m3/j), ce pourcentage nous donne une autonomie de 6h du château d'eau.

Formule	Paramètres
$V_{réservoir} = 25\% * DJP$	**$V_{résevoir}$** : Volume du réservoir (m^3) **DJP** : Demande Journalière de Pointe (m^3/j)

Équation 26: Calcul du volume d'un château

III.2.7.4. Réseau de distribution

Le réseau de distribution primaire a pour rôle d'acheminer l'eau depuis le réservoir vers les différents nœuds du réseau. Il constitue l'ossature (structure de base) principale du système de distribution, à partir de laquelle le réseau secondaire prendra en charge la desserte des consommateurs.

Formules	Paramètres
$Q_{distribution} = \frac{DJP * C_{ph}}{\eta_{réseau} * 24}$ $Q_{fictif} = 0{,}55 * Q_{route} + \sum Q_{aval}$ $D_{théorique} = \sqrt{\frac{4 * Q_{fictif}}{\pi * V}}$	**$Q_{distribution}$** : Débit de distribution (m3/h) ; **DJP** : Demande Journalière de pointe (m3/j) ; **C_{ph}** : Coefficient de pointe horaire ; **$\eta_{réseau}$** : rendement du réseau (%) ; **24** : temps de fonctionnement (h) ; **Q_{fictif}** : Débit fictif (m3/h) ; **Q_{route}** : Débit en route (m3/h) ; **Q_{aval}** : Débit Aval (m3/h) ; **$D_{théorique}$** : Diamètre théorique de la conduite (m) ; **V** : vitesse d'écoulement dans la conduite ≈ 1m/s.

Équation 27: Calcul du débit et diamètre dans la conduite de distribution

III.2.7.5. POSE DES CONDUITES

La mise en place des conduites nécessite le creusement de fouilles dont les dimensions doivent respecter des valeurs minimales. Ces dimensions garantissent une bonne protection des canalisations et facilitent les interventions de maintenance. Selon ZOUGRANA (2003), la profondeur et la largeur minimales des fouilles sont définies comme suit :

Formule	Paramètres
$h_{min} \geq 0{,}80\ m + D_{ext}$ $l_{min} \geq 0{,}40\ m + D_{ext}$	**D_{ext}** : Diamètre extérieur de la conduite (m) ; **h_{min}** : profondeur minimale de la fouille (m) ; **l_{min}** : largeur minimale de la fouille (m).

Équation 28: Condition de pose de conduite

III.2.7.6. OUVRAGES ANNEXES

Afin d'assurer le bon fonctionnement et la sécurité des installations, des ouvrages complémentaires seront réalisés, notamment :

- L'aménagement d'un local technique au niveau du poste de neutralisation et de désinfection (PND), destiné à abriter les équipements de traitement ;

- Une clôture sera construite autour de chaque ouvrage, accompagnée d'une guérite de surveillance pour sécuriser et contrôler les accès ;
- Des logements seront prévus pour le personnel chargé de l'exploitation, afin d'assurer une surveillance continue des installations.

III.2.7.7. ANALYSE DU COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU RESEAU

La simulation hydraulique du réseau sera réalisée à l'aide du logiciel **EPANET**. Cet outil permet de vérifier le bon fonctionnement du réseau en contrôlant les vitesses d'écoulement, les pertes de charge et les pressions aux différents nœuds. La conception et la réalisation des ouvrages d'alimentation en eau potable doivent respecter des règles technique précises (Régie des eaux de Montpellier Méditerranée Métropole, 2023). Les critères de conceptions retenus sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5: Les valeurs seuils pour le dimensionnement de vitesse, charge et pression

Désignation	Symbole	Valeur recommandée	Unité
Vitesse d'adduction	V_{ad}	0,6-1,5	m/s
Vitesse de distribution	V_{dist}	0,3-1	m/s
Perte de charge	ΔH	<5	m/km
Pression	P	≥10	m

III.2.7.8. IMPACT DU PROJET

La réalisation de ce projet nécessite l'élaboration d'une notice d'impact environnemental et social, Conformément aux exigences réglementaires en vigueur en Côte d'Ivoire (Kotobi, 2024). Celle-ci permettra d'évaluer les effets positifs et négatifs générés par les travaux de construction et l'exploitation du système d'AEP sur l'environnement et les populations d'Aboisso et de ses localités environnantes, et de définir les mesures d'atténuation adéquates.

III.2.7.9. EVALUATION FINANCIERE

Afin de garantir la viabilité économique du projet, une étude financière est menée pour évaluer l'ensemble des coûts liés à sa réalisation. Elle couvre les ouvrages de génie civil, les équipements hydromécaniques, les canalisations, l'électricité ainsi que les installations de chantier. Les coûts seront estimés sur la base des prix unitaires issus des conventions de marchés en vigueur.

L'étude financière comprendra les éléments suivants :

- Devis quantitatif et estimatif

Il permettra d'évaluer les coûts des équipements et des travaux de réalisation des ouvrages dimensionnés, en intégrant une marge pour imprévus.

- Amortissement des équipements

L'amortissement est calculé selon la formule :

Formule	Paramètre
$A = \frac{Coût\ d'achat}{Durée\ de\ vie\ de\ l'équipement}$	A : Amortissement

Équation 29: Amortissement comptable des équipements

- Charges d'exploitation (réactifs, électricité et du personnel)

Ces charges couvrent respectivement les coûts d'acquisition des réactifs de traitement, les dépenses énergétiques et les frais liés au personnel d'exploitation.

- Volume d'eau produit à l'échéance du projet

Le volume d'eau sera déterminé à partir de l'expression suivante :

Formule	Paramètre
$V = Q_p * T_f * J * 15$	V : Volume d'eau produit (m3) ; Q_p : Débit de production (m3/h) ; Tf : Temps de fonctionnement (h/j) ; J : Nombre de jours par an (365j) ; 15 : Horizon du projet (années).

Équation 30: Volume d'eau produit à l'horizon du projet

- Estimation du prix de revient

La qualité et le prix des services publics de distribution d'eau constituent des indicateurs essentiels de la viabilité économique d'un projet d'alimentation en eau potable (Boistard, 2010). Afin d'assurer l'équilibre financier de l'exploitation, le prix de revient du mètre cube d'eau est estimé comme suit :

Formule	Paramètre
$P_r = \frac{A + C}{V}$	Pr : Prix de revient (j/an) ; A : Amortissement (FCFA) ; C : Charges (FCFA) ; V : Volume d'eau produit (m3).

Équation 31: Estimation du prix de revient

IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

IV.1. Etat des lieux et diagnostic du système AEP existant

IV.1.1. Etat des lieux du système AEP existant

Le système AEP de la ville d'Aboisso comprend les ouvrages et équipements suivants :

- Prise d'eau sur le fleuve Bia : radeau avec pompe de 130 m³/h ; groupe Hydromobil de mêmes caractéristiques (hors service) ;
- Conduites de refoulement en fonte : DN 150 mm (radeau) et DN 150/200 mm (Hydromobil) ;
- Station de traitement construite en 1972 : deux unités classiques de 60 m³/h + une unité modulaire SANIFUTUR de 60 m³/h, donc une capacité totale de : 180 m³/h ;
- Stockage après traitement : deux bâches interconnectées de 100 m³ et 250 m³ ;
- Refoulement vers le réseau : deux électropompes de 150 m³/h à 90 m + une pompe de secours de mêmes caractéristiques ;
- Distribution : château d'eau de 500 m³ (cote TN +61m, surélevé de 10m) alimentant le réseau de la ville.

La production actuelle est insuffisante face à la demande croissante. Les deux problèmes majeurs identifiés sont la dégradation progressive de la qualité de l'eau brute du fleuve Bia et l'inadéquation des infrastructures existantes.



Figure 5: Radeau et prise Hydromobil de l'exhaure d'Aboisso



Figure 6: Module SANIFUTUR d'Aboisso



Figure 7: CE existant Aboisso 500 m³

IV.1.2. Diagnostic de la qualité de l'eau

IV.1.2.1. Eaux de surface (fleuve Bia)

Les analyses physico-chimiques réalisées entre 2016 et 2024 mettent en évidence une dégradation progressive de la qualité de l'eau brute, aussi bien en saison sèche qu'en saison des pluies. Les paramètres de couleur, turbidité, fer total et ammonium dépassent largement les normes OMS. Les résultats détaillés par saison sont présentés en annexe 16 (tableau 8 et 9).

IV.1.2.2. Eaux souterraines (Forages d'Ayénouan)

Les analyses de 2024 indiquent une eau souterraine de bonne qualité physico-chimique : turbidité de 0.61 NTU, couleur de 2 UCV, concentration de nitrates, chlorures, fer et manganèse toutes conformes aux normes OMS. La seule contrainte est **le pH acide (3,68)**, nécessitant une neutralisation avant distribution. L'évaluation de la qualité des eaux souterraines repose sur l'analyse de paramètres physico-chimiques définis par des systèmes d'évaluation normalisés (Cadilhac, 2003).

IV.1.2.3. Comparaison des deux ressources en 2024

Tableau 6: Comparaison des paramètres physico-chimiques_Forage vs Fleuve Bia

Paramètres	Unités	Normes OMS	Forage Ayénouan	Fleuve Bia
Turbidité	NTU	≤5	0.61	73.2
Couleur	UCV	≤15	2	467
PH	-	6.5-8.5	3.68	8.04
Température	°C	-	29.4	24.2
Conductivité	µS/cm	-	29.5	83.1
Chlorures	mg/L	≤250	0.2	13.5
Nitrates	mg/L	≤50	0.4	-
Nitrites	mg/L	≤3	0.004	-
Fluorures	mg/L	≤1.5	<0.02	-
Silices	mg/L	-	11.3	17
Phosphates	mg/L	≤5	0.04	-
Ammonium	mg/L	≤0.2	<0.01	1.12
Sulfates	mg/L	≤250	<2	0
Fer total	mg/L	≤0.3	<0.012	3.36
Manganèse	mg/L	≤0.4	<0.006	0.17
Cuivre	mg/L	≤2	<0.04	0.02
Zinc	mg/L	≤3	0.05	0.02
TAC	°F	-	0	3.5
Oxygène dissous	mg/L	-	3.5	8
Aluminium	mg/L	≤0.2	-	0.08
Potassium	mg/L	≤12	0.4	1.3
MES	mg/L	-	-	17

La comparaison confirme la nette supériorité qualitative de l'eau souterraine sur l'eau de surface, avec des valeurs de turbidité, couleur, fer et ammonium très inférieures à celles du fleuve Bia, et conformes aux recommandations de l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé (OMS), 2017).

IV.2. Justification du choix de la ressource en eau

Au vu du diagnostic, les eaux souterraines des forages d'Ayénouan constituent la ressource la mieux adaptée pour le renforcement de l'AEP d'Aboisso. Le choix se justifie par :

- Une qualité physique et chimique globalement conforme aux normes OMS, contrairement à l'eau du fleuve Bia en dégradation continue ;
- Des concentrations en fer, ammonium et matières en suspension très inférieures, réduisant les besoins en produits chimiques de traitement ;
- Un traitement plus simple et économique, limité à une neutralisation du pH et une désinfection ;
- Une absence de risque lié aux activités d'orpaillage et aux variations saisonnières qui affectent fortement le fleuve Bia.

Malgré la contrainte d'acidité (pH = 3,68), l'eau souterraine reste qualitativement supérieure et justifie pleinement son choix comme ressource principale du projet.

IV.3. Estimation de la demande et des besoins en eau

IV.3.1. Estimation de la population à l'horizon du projet

La zone couverte par le projet compte une population estimée à 227 750 habitants. Selon les prévisions, près de 193 595 habitants, correspondant à 85% de la population totale, bénéficieront du raccordement au réseau de distribution à l'horizon du projet (H+15). Le tableau suivant présente la distribution de cette population :

Tableau 7: Estimation de la population totale et de la population raccordée

Localités	Populations				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	56558	65567	76011	88118	102153
N'Zikro	7503	8699	10085	11692	13555
Ahigbekoffikro	11300	13100	15187	17606	20411
Ayenouan	6177	7161	8302	9625	11159
Assouba	6969	8079	9366	10858	12588
Krindjabo	5512	6390	7408	8588	9956
Maferé	19916	23089	26767	31031	35974
Total Urbains	**113935**	**132085**	**153126**	**177518**	**205796**

Babadougou	1500	1657	1830	2021	2232
Diatokro	3300	3644	4024	4443	4906
Adoua	1937	2139	2362	2608	2880
Ayebo	2006	2215	2446	2701	2983
Sanhouman	1638	1809	1998	2206	2436
Kassikro	474	524	579	640	707
Mouyassue	2465	2722	3006	3319	3665
Biaka	308	341	377	417	461
Koukourandouni	465	514	568	628	694
Gnamienkro	313	346	383	423	468
Amoakro	349	386	427	472	522
Total Rurales	**14755**	**16297**	**18000**	**19878**	**21954**
Total Projet	**128690**	**148382**	**171126**	**197396**	**227750**

Localités	Populations raccordées au réseau				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	33935	39341	49408	61683	86831
N'Zikro	4502	5220	6556	8185	11522
Ahigbekoffikro	6780	7860	9872	12325	17350
Ayenouan	3707	4297	5397	6738	9486
Assouba	4182	4848	6088	7601	10700
Krindjabo	3308	3834	4816	6012	8463
Maferé	11950	13854	17399	21722	30578
Total Urbains	**68364**	**79254**	**99536**	**124266**	**174930**
Babadougou	600	663	1098	1516	1898
Diatokro	1320	1458	2415	3333	4171
Adoua	775	856	1418	1956	2448
Ayebo	803	886	1468	2026	2536
Sanhouman	656	724	1199	1655	2071
Kassikro	190	210	348	480	601
Mouyassue	986	1089	1804	2490	3116
Biaka	124	137	227	313	392
Koukourandouni	186	206	341	471	590
Gnamienkro	126	139	230	318	398
Amoakro	140	155	257	354	444
Total Rurales	**5906**	**6523**	**10805**	**14912**	**18665**
Total Projet	**74270**	**85777**	**110341**	**139178**	**193595**

IV.3.2. Estimation des besoins et du débit de dimensionnement

Les résultats détaillés de l'évaluation des demandes en eau ainsi que des besoins associes sont présentés en annexe 1. Un récapitulatif des principales demandes et des besoins retenus pour le dimensionnement est toutefois présenté dans le tableau suivant :

Tableau 8: Récapitulatif des besoins et des demandes du projet

Récapitulatif des besoins et demandes du projet					
Désignations	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Demande domestique Dd (m^3/j)	4279,020	4950,93	6925,941	9623,162	14915,93
Demande des activités socio-économiques Da (m^3/j)	427,902	495,093	692,5941	962,3162	1491,593
Demande journalière moyenne D_{jm} (m^3/j)	4706,922	5446,023	7618,5351	10585,4782	16407,523
Demande journalière de pointe D_{jp} (m^3/j)	5436,495	6290,157	8799,408	12226,227	18950,689
Besoin journalier de pointe (m^3/j)	6732,501	7789,668	10897,100	15140,839	23468,346

Les résultats détaillés des différents débits de dimensionnement calculés figurent également en annexe 2. Un récapitulatif des principaux débits utilisés pour le dimensionnement des ouvrages est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau 9: Récapitulatif des débits de dimensionnement (m^3/h)

Récapitulatif du débit total					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Débit de production (m^3/h)	336,625	389,483	544,855	757,042	1173,417
Débit d'adduction (m^3/h)	319,794	370,009	517,612	719,190	1114,746
Débit de distribution (m^3/h)	426,392	493,346	690,150	958,920	1486,329

IV.3.3. Détermination du débit projet

L'analyse de l'existant montre que, Le débit de production actuel est de 180 m^3/h, tandis que les besoins projetés à l'horizon du projet sont estimés à 1000 m^3/h. Le débit de production à mettre en œuvre dans le cadre du projet correspond ainsi à l'écart entre les débits de production à l'horizon du projet et du débit de production actuelle. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 10: Détermination du débit projet

Débit de projet (m³/h)					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Débit de production (m³/h)	336,625	389,483	544,855	757,042	1173,417
Q_existant (m³/h)	180	180	180	180	180
Déficit Débit Projet (m³/h)	156,625	209,483	364,855	577,042	993,417
Débit exigé par M.O (m³/h)					**1000**

IV.4. Renforcement des ouvrages de production d'eau

Le système de production d'eau s'appuie sur **cinq forages (F1 à F5)** afin d'assurer durablement la couverture des besoins en eau de la population. Les forages F1, F2, F3, dont le débit cumulé est estimé à 650 m³/h, permettront de satisfaire les besoins jusqu'en 2036. À partir de cette échéance, l'évolution des besoins en eau nécessitera une augmentation de la capacité de production pour atteindre un débit de **993,417 m³/h**, conformément à l'objectif de **1000 m³/h** fixé par le **maître d'ouvrage** à l'horizon du projet. Ainsi, l'exploitation combinée des forages F1, F2, F3, F4 et F5 permettra d'assurer l'alimentation en eau et de répondre aux besoins futurs de la population.

Le tableau ci-après présente les périodes d'utilisation ainsi que les débits mobilisés pour chaque forage.

Tableau 11: Renforcement des ouvrages de production d'eau

Utilisation des Forages					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Débit de Projet (m³/h)	156,625	209,483	364,855	577,042	993,417
Forages exploités	-	F2	F2+F3	F2+F3+F1	F2+F3+F1+F4+F5
Total des débits utilisés		250	500	650	1000
Forages	F1	F2	F3	F4	F5
Débits (m³/h)	150	250	250	200	150

IV.5. Stratégie de renforcement du système

La stratégie retenue pour le projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et ses localités environnantes se présente comme suit :

- ❖ Les installations existantes seront conservées ;

- Il sera réalisé un champ captant de cinq (05) forages à Ayenouan alimentant le Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND) ;
- Il sera construit un PND de capacité 1000 m³/h qui assurera le traitement de l'eau brute issue des forages selon le procédé OQP^{TM} d'OCSI ;
- Il sera construit deux lignes d'adduction acheminant l'eau traitée de la bâche du PND vers les châteaux d'eau projetés. La ligne d'adduction 1 s'étendra de la salle de reprise du PND vers le château d'eau d'Assouba. La ligne d'adduction 2 relira la salle de reprise du PND au château d'eau de N'Zikro ;
- Une station de reprise sera implantée en cours de distribution sur le réseau d'Assouba afin d'assurer le refoulement de l'eau vers le château d'eau de Maferé via la ligne d'adduction 3.

Dans ce schéma, le système d'adduction du projet sera composé des éléments suivants :

- Un champ captant de cinq (05) forages à Ayenouan de capacité totale 1000 m³/h comprenant :
  - Les équipements de pompage submersibles ;
  - Les conduites de refoulement en PEHD ;
  - Les installations électriques.
- Un Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND) de capacité 1000 m³/h comprenant :
  - Un bâtiment d'exploitation ;
  - Un système de désorption du CO2 (procédé S4-OQPTM) ;
  - Un système de désinfection par électrolyse (NaClO) ;
  - Un système de mise à l'équilibre calco-carbonique (lait de chaux) ;
  - Une bâche de stockage d'eau traitée de 2000 m³ ;
  - Une salle de reprise avec deux lignes d'adduction ;
  - Un groupe électrogène de secours ;
  - Les installations électriques et la clôture.
- Deux lignes d'adduction en PEHD de capacités respectives 921,825 m³/h et 192,921 m³/h vers les châteaux d'eau d'Assouba et de N'Zikro ;
- Une station de reprise de capacité 194,421 m³/h avec sa bâche de transit de 100 m³ assurant le refoulement vers le château d'eau de Maferé via la ligne d'adduction 3 ;

- Trois châteaux d'eau projetés de capacités respectives 3000 m³ à Assouba, 1000 m³ à N'Zikro et 1000 m³ à Maferé.

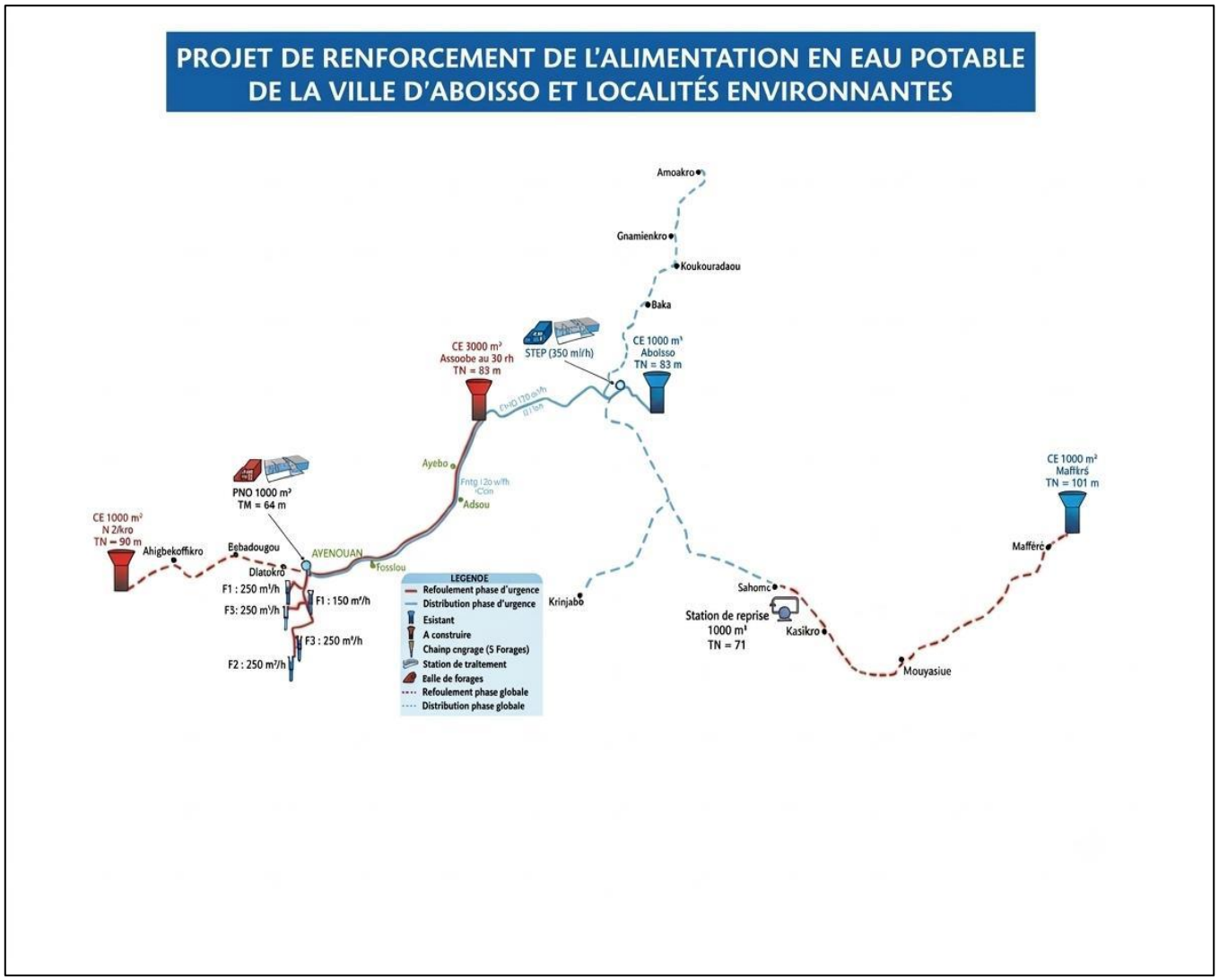


Figure 8 : Schéma synoptique Projeté à Aboisso

IV.6. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques

IV.6.1. Conduite de refoulement

Les conduites de refoulement assurent le transfert de l'eau brute des forages vers le PND. Les détails des calculs sont consignés en annexe. Les caractéristiques retenues sont présentées dans le Tableau 12 :

Tableau 12: Caractéristique de la Conduite de refoulement

Désignation	Qproduction (m3/h)	Choix de la Conduite	U (m/s)	Longueur (m)	ΣΔH	HMT Retenue (m)
Conduite Piquage Forage						
Forage 1	150	PEHD DN355 PN16	0,628	1165	1,403	65
Forage 2	250	PEHD DN450 PN16	0,652	3918	3,806	98
Forage 3	250	PEHD DN450 PN16	0,652	3202	3,110	91
Forage 4	200	PEHD DN 400 PN16	0,660	2261	2,580	90
Forage 5	150	PEHD DN355 PN16	0,628	1341	1,615	81
Conduite d'amenée à la PND						
F2	250	PEHD DN450 PN16	0,652	757	0,7353	
F2+F3	500	PEHD DN560 PN16	0,842	1704	2,0260	
F2+F3+F4	700	PEHD DN630 PN16	0,931	673	0,8374	
F2+F3+F4+F1	850	PEHD DN800 PN16	0,701	159	0,0890	
F2+F3+F4+F1+F5	1000	PEHD DN800 PN16	0,825	629	0,4735	

Les diamètre retenus pour les conduites de refoulement varient entre DN 355 à DN 800 en PEHD PN16. Les vitesses d'écoulement obtenues sont comprises entre 0,589 et 0,990 m/s, ce qui est conforme aux limites recommandées de 0,6 à 1,5 m/s.

IV.6.1.1. Choix de la pompe

Les pompes submersibles GRUNDFOS SP retenues sont adaptées aux conditions d'exploitation en forage. Leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 13: Caractéristique des pompes au refoulement

Désignation	Forage 1-PND	Forage 2-PND	Forage 3-PND	Forage 4-PND	Forage 5-PND
Q_{prod} (m3/h)	150	250	250	200	150
HMT (m)	65	98	91	90	81
η_{pompe} (%)	75	82,5	83	85	80
Type_pompe	SP 215-2	SP 215-5	SP 215-5-AA	SP 215-4-AA	SP 160-4-A
Type moteur	MMS8000	MMS8000	MMS8000	MMS8000	MMS8000
Puissance_Moteur (Kw)	45	92	92	75	45
η_moteur (%)	88	87	87	87	86
In [A]	168	186	186	152	97
U (V)	3x400	3x400	3x400	3x400	3x400

IV.6.1.2. Point de fonctionnement des forages

Le point de fonctionnement de chaque forage est défini par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe immergée GRUNDFOS SP retenue et la courbe du réseau de refoulement correspondant. Pour cinq forages du projet, la détermination graphiques du point de fonctionnement par superposition des courbes caractéristiques est applicable jusqu'à trois (03) pompes en association. Au-delà de trois pompes, cette méthode analytique sur Excel devient insuffisamment précise, et la simulation hydraulique sous Epanet est utilisée pour déterminer les points de fonctionnement réels. Les valeurs au point de fonctionnement de chaque forage, issues de la simulation EPANET, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 14: Caractéristiques au point de fonctionnement des pompes des forages

POINT DE FONCTIONNEMENT DES FORAGES					
	F1	F2	F3	F4	F5
Q(m3/h)	150	250	250	200	150
HMT(m)	65	98	91	90	81
Après simulation EPANET					
Q(m3/h)	158,68	237,33	249,89	206,36	147,78
Q (%)	5,787	5,068	0,044	3,18	1,48
HMT(m)	66,26	103,29	95,13	92,95	81,81
HMT (%)	1,938	5,398	4,538	3,278	1,000

IV.6.1.3. Phénomène du coup de bélier

Une vérification des risques potentiels de coup de bélier a été réalisée pour chaque tronçon de conduite, ainsi que le dimensionnement du volume des ballons anti-bélier associés. Les résultats détaillés figurent en annexe, tandis qu'un récapitulatif est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau 15: Vérification du phénomène du coup de bélier

Désignation	Forage 1-PND	Forage 2-PND	Forage 3-PND	Forage 4-PND	Forage 5-PND
C (m/s)	313,049	313,419	313,419	313,140	313,049
ΔP (m)	20,047	20,837	20,837	21,064	20,047
Pmax (m)	45,047	80,837	71,837	71,064	61,047
Pmax / PN	0,282	0,505	0,449	0,444	0,382
Pmin (m)	4,953	39,163	30,163	28,936	20,953
Coup de Belier (Surpression)	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
Coup de Belier (Depression)	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE

Les résultats du dimensionnement montrent que les coups de bélier ne sont pas préjudiciables ni par surpression ni par dépression. Cela s'expliquera par le choix des conduites en PEHD, matériau dont le faible module de Young (E= 0,93 GPa) nettement inférieur à celui de la fonte ductile (E=170 GPa), induit une célérité de propagation des ondes de pression beaucoup plus faible, réduisant ainsi significativement l'amplitude des variations de pression. Les pressions minimales P_{min} calculées demeurent supérieures à -10,33 en valeur relative, ce qui correspond à une pression absolue positive, garantissant ainsi l'absence du vide absolu. Aucun dispositif anti-bélier n'est donc requis.

IV.6.2. Conduite d'adduction

Le tableau suivant présente les principales caractéristiques des conduites d'adduction retenues, tandis que les détails des calculs sont consignés en annexe 5.

Tableau 16: Caractéristiques de la Conduite d'Adduction

Désignation	QAdduction (m3/h)	QAdduction (m3/s)	Choix de la Conduite	U (m/s)	Longueur (m)	ΣΔH	HMT Retenue (m)
PND-CE Principal	921,825	0,256	PEHD DN800 PN16	0,760	11658	7,567	69
SR-CE Maferé	194,421	0,054	PEHD DN400 PN16	0,641	10430	11,310	68
PND-CE N'Zikro	192,921	0,054	PEHD DN400 PN16	0,637	10443	11,167	61

Les conduites d'adduction retenues sont en PEHD. Les diamètres varient selon les débits transportés sur chaque site. Les vitesses obtenues sont comprises dans les limites recommandées de 0,6 à 1,5 m/s pour l'adduction, garantissant un fonctionnement hydraulique optimal du réseau. Les pertes de charges restent également minimales au regard des longueurs totales des conduites.

IV.6.2.1. Choix de la pompe

Les principales caractéristiques des pompes retenues sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 17: Caractéristiques des pompes à l'Adduction

Désignation	PND-CE Assouba	SR-CE Maferé	PND-CE N'Zikro
QAdduction (m3/h)	921,825	194,421	192,921
Nbre de pompe simult.	3	1	1
Q Pompe (m³/h)	307,275	194,421	192,921
HMT Retenue (m)	69	68	61
ηpompe (%)	78	76	75,6
Type et Marque de pompe	GRUNDFOS NK125-250	GRUNDFOS NK80-250	GRUNDFOS NK80-250
Puissance Pompe (Kw)	75	45	42
Puissance Moteur (Kw)	90	55	55
ηmax moteur (%)	94,5	93,2	93,2
U (V)	3x380-415	3x380-415	3x380-415

IV.6.2.2. Point de fonctionnement des pompes

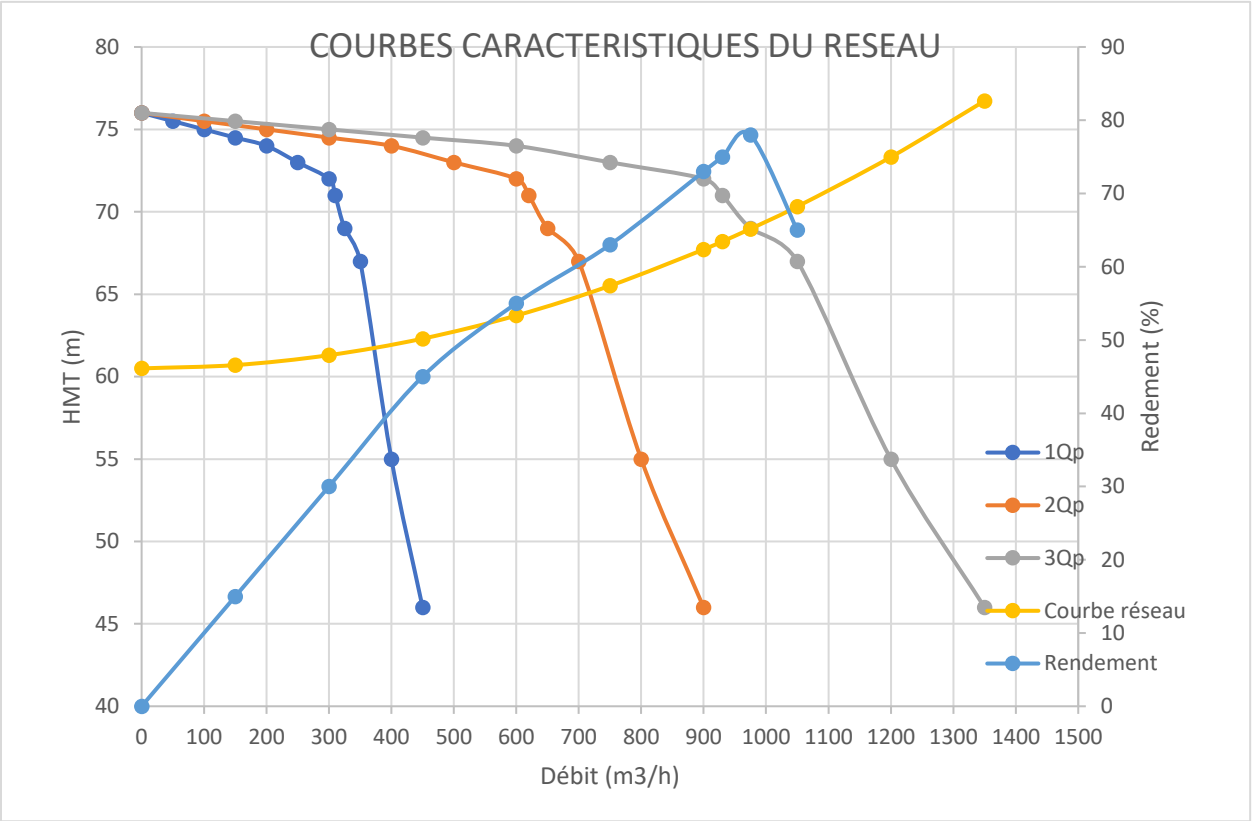


Figure 9: Détermination du point de fonctionnement du système d'Adduction

L'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et de la courbe du réseau donne un point de fonctionnement caractérisé par un débit total QT égal à **975 m³/h**, un débit par pompe QP égal à **325 m³/h** et une HMT de fonctionnement égal à **69 m**, cette valeur reste dans la fourchette des 5 % et confirme le bon dimensionnement du système. La superposition de la courbe de rendement de la pompe retenue confirme que ce point de fonctionnement coïncide avec la zone de rendement maximal de la pompe, ce qui valide le choix des pompes NK retenues.

Tableau 18: Caractéristiques au point de fonctionnement des pompes

Au point de fonctionnement	
QT (m3/h)	975
QP (m3/h)	325
HMT_f (m)	69

IV.6.2.3. Phénomène du coup de bélier

Tableau 19: Résultats de la vérification du phénomène du coup de bélier

Désignation	PND-CE Assouba	SR-CE Maferé	PND-CE N'Zikro
C (m/s)	313,140	313,140	313,140
ΔP (m)	24,356	20,854	21,170
Pmax (m)	93,356	88,854	82,170
Pmax / PN	0,583	0,555	0,514
Pmin (m)	44,644	47,146	39,830
Coup de Bélier (Surpression)	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
Coup de Bélier (Dépression)	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE

IV.6.3. Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND)

L'application du procédé S4-OQPTM d'OCSI donne les résultats suivants :

IV.6.3.1. Désorption du CO2

L'application du procédé S4-OQPTM d'OCSI au débit total de 1000 m³/h donne les résultats de dimensionnement de la désorption du CO2 consignés dans le tableau ci-après.

Tableau 20: Résultats du dimensionnement de la désorption CO2

Paramètres	Valeurs
Débit total traité Qo	1000 m³/h
Débit stripé(Q1)	747 m³/h
Débit by-pass (Q2)	253 m³/h
CO2 résiduel stripé	6 mg/L
CO2 après mitigeage	43 mg/L
Nombre de colonnes	2 colonnes en parallèle
Diamètre	DN 2400 mm
Hauteur garnissage	1000 mm
Débit air de stripage	1 268 m³/h à 58°C
Surpresseur	AERZEN® GM30L-37 kW-4 unités

Les résultats montrent que le débit d'eau brute de 1000 m³/h est réparti entre 747 m³/h de débit stripé et 253 m³/h de débit by-pass. Après mitigeage le CO2 résiduel est de 43 mg/L, valeur nécessaire à la mise à l'équilibre calco-carbonique en étape 3. Le système comprend deux

colonnes de désorption DN 2400 mm en parallèle, alimentées par quatre surpresseurs AERZEN® GM30L de 37 kW chacun, dont deux en fonctionnement et deux en secours.

IV.6.3.2. Désinfection

Tableau 21: Résultats du dimensionnement de la désinfection

Paramètres	Valeurs
Réactif	Hypochlorite de sodium (NaClO)
Dose	1 g/m³
Consommation horaire	1 kg/h
Système de production	Électrolyseur OSEC-B (EVOQUA®) – 2 500 g Cl_2/h
Bac de stockage	4 700 L (volume utile : 4 150 L)
Chlore résiduel cible	0,5-1 mg/L

La désinfection est assurée par injection d'hypochlorite de sodium (NaClO) à une dose de 1 g/m³, produit in situ par l'électrolyseur OSEC-B (EVOQUA®) d'une capacité de 2500 g cl_2/h. Le bac de stockage de 4700 L (volume utile 4150 L) livré avec l'électrolyseur assure une autonomie de plus de 2 jours. Le chlore résiduel cible est de 0,5 à 1 mg/L en sortie du PND garantit la qualité sanitaire de l'eau distribuée.

IV.6.3.3. Mise à l'équilibre calco-carbonique

Tableau 22: Résultats du dimensionnement de la mise à l'équilibre calco-carbonique

Paramètres	Valeurs
Réactif	Chaux vive (CaO)
Dose	27 g/m³
Consommation horaire	27 kg/h
Consommation Journalière (20h)	540 kg/j
Silo de stockage	10 m³- autonomie 16,7 jours
Cuve lait de chaux	3 000 L
pH final	8,3
TAC final	5°F

La mise à l'équilibre calco-carbonique est assurée par injection de lait de chaux vive à une dose de 27 g/m³, déterminée par le modèle Legrand-Poirier-Leroy (LPL). Le silo de stockage de 10 m³ (SODIMATE®) offre une autonomie de 16,7 jours, largement supérieure au minimum requis de 15 jours. La cuve de lait de chaux de 3000 L assure une autonomie de 87 minutes. Le pH de 8,3 et de TAC de 5°F confirment que l'eau est rendue non agressive pour les canalisations.

IV.6.3.4. Dimensionnement de la bâche de stockage et de reprise d'eau

IV.6.3.4.1. Bâche de stockage PND

Les résultats de dimensionnement de la bâche de stockage sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau 23: Résultats du dimensionnement de la bâche de stockage

Désignations	valeurs	unités
Vb	2000	m³
Sb	333,333	m²
Rb	8,842	m
Db	17,684	m

La bâche de stockage d'eau traitée présente un volume de 2000 m³, une surface de base de 333,333 m² et un diamètre de 17,684 m. La vérification du temps de contact et du temps de séjour donne un temps de contact minimal de 2 h et un temps de séjour de 0,085 j < 2 jours.

IV.6.3.4.2. Bâche de reprise au niveau de la station de reprise

Les résultats du dimensionnement sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 24: Résultats du dimensionnement de la bâche de reprise

Désignation	valeur	unité
Qadduct	194,421	m³/h
Vb	97,210	m³
Vb retenu	100	m³
Sb	33,33	m²
Rb	1,77	m
Diamètre bâche de reprise	3,54	m

La bâche de transit de la station de reprise présente un volume de 100 m³ pour un diamètre de 3,54 m. Ce volume assure 30 minutes d'autonomie à la pompe de refoulement vers le château de Maferé.

IV.6.3.5. Locaux et équipements du PND

Le bâtiment abritant la PND d'Aboisso comprend les locaux suivants :

Tableau 25: Locaux du bâtiment PND d'Aboisso (OCSI, 2025)

Local	Superficie	Fonction
Salle de contrôle	12 m²	Supervision et télégestion du procédé
Laboratoire	15 m²	Suivi de la qualité de l'eau produite
Salle des armoires	12 m²	Armoires électriques et automatisme
Salle de stockage des produits	60 m²	Stockage chaux vive, cuve lait de chaux
Salle de préparation de l'hypochlorite, la chaux	-	Électrolyseur, bac dissolveur, bac NaClO

IV.6.3.5.1. Equipement de la salle de préparation des réactifs

- Hypochlorite de sodium pour la désinfection

La désinfection de l'eau traitée est assurée par injection d'hypochlorite de sodium (NaClO) produit in situ par électrolyse de chlorure de sodium. Pour une dose de traitement de 1 g/m³ et une concentration du réactif de 10 g/L, la pompe doseuse retenue présente un débit de 100 L/h.

- Lait de chaux pour la mise à l'équilibre calco-carbonique

La mise à l'équilibre calco-carbonique est assurée par injection de lait de chaux éteinte. Pour une dose de traitement de 27 g/m³ issue du modèle LPL et une concentration du réactif de 50 g/L.

Le choix des pompes doseuses des réactifs ainsi que leurs caractéristiques sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 26: Caractéristiques des pompes doseuses des réactifs du PND

Réactif	Equipement	Marque / Modèle	Nombre	Q (L/h)
NaClO (désinfection)	Pompe doseuse électromécanique	CHEM-AD™ série D (EVOQUA®)	1+1 secours	100
Lait de chaux (calco-carbonique)	Pompe doseuse péristaltique	MASTERFLEX® B/T 91	1+1 secours	540

IV.6.3.5.2. Salle de reprise d'eau traitée

Accolée à la bâche de stockage d'eau traitée de 2 000 m³, la salle de reprise abrite les pompes de refoulement assurant le transfert de l'eau traitée vers les châteaux d'eau. Elle comprend deux lignes d'adduction dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 27: Caractéristiques des pompes de la salle de reprise du PND

Ligne	Trajet	Débit (m³/h)	HMT (m)	Marque / Type	Nombre
Ligne d'adduction 1	Salle de reprise → CE Assouba (3 000 m³)	921,825	80	GRUNDFOS NK125-250	3+1 secours
Ligne d'adduction 2	Salle de reprise → CE N'Zikro (1 000 m³)	192,921	75	GRUNDFOS NK80-250	1+1 secours

La station de reprise, implantée en cours de distribution sur le réseau d'Assouba, abrite également une pompe de refoulement assurant l'alimentation du château d'eau de Maferé via la ligne d'adduction 3 :

Tableau 28: Caractéristiques de la pompe de la station de reprise

Ligne	Trajet	Débit (m³/h)	HMT (m)	Marque /Type	Nombre
Ligne d'adduction 3	Station de reprise → CE Maferé (1 000 m³)	194,421	80	GRUNDFOS NK80-250	1+1 secours

IV.6.4. Qualité de l'eau traitée

A l'issue des trois étapes de traitement, l'eau produite au PND d'Aboisso présentera les caractéristiques suivantes, toutes conformes aux normes OMS :

Tableau 29: Qualité de l'eau traitée ciblée en sortie du PND

Paramètre	Valeur cible	Norme OMS
pH	8,3	6,5-8,5
TAC	5°F	≥ 5°F
Turbidité	≤ 1 NTU	≤ 5 NTU
Chlore résiduel	0,5-1 mg/L	-

IV.6.5. Château d'eau

A l'issue du traitement au PND d'Ayenouan, l'eau potable est acheminée vers trois châteaux d'eau via les lignes d'adduction. Compte tenu des capacités de stockage importantes (sup. à 150 m3)et hauteur sous radier (sup. 12m), ces ouvrages seront réalisés en béton armé, conformément aux prescriptions techniques en vigueur pour les réservoirs de grand volume. Les caractéristiques dimensionnelles de ces ouvrages sont consignées dans le tableau ci-après.

Tableau 30: Caractéristique des châteaux d'eau traitée

Ligne1 CE Assouba			Ligne3 CE Maferé		
Désignation	**unité**	**valeur**	**Désignation**	**unité**	**valeur**
Cote TN	m	87	Cote TN	m	106
DJP	m³/j	19406,849	DJP	m³/j	4093,068
Capacité Réservoir calculée	m³	2851,712	Capacité Réservoir calculée	m³	1023,267
Capacité Réservoir retenue	m³	3000	Capacité Réservoir retenue	m³	1000
Hauteur sous radier	m	30	Hauteur sous radier	m	15
Hauteur utile	m	4	Hauteur utile	m	4
Cote trop plein	m	121	Cote trop plein	m	125
Temps Séjour	j	0,155	Temps Séjour	j	0,244
Ts<2j		**BON**	Ts<2j		**BON**

Ligne2 CE N'Zikro		
Désignation	**unité**	**valeur**
Cote TN	m	90
DJP	m³/j	4061,497
Capacité Réservoir calculée	m³	1015,374
Capacité Réservoir retenue	m³	1000
Hauteur sous radier	m	15
Hauteur utile	m	4
Cote trop plein	m	109
Temps Séjour	j	0,246
Ts<2j		**BON**

Les résultats montrent que les temps de séjour des trois châteaux sont respectivement de 0,115 j pour CE Assouba, 0,244 j pour CE Maferé et 0,246 j pour CE N'Zikro, tous inférieurs à 2 jours. Les capacités retenues de 3000 m³, 1000 m³ et 1000 m³ permettent d'assurer l'équilibre entre production et la consommation avec une autonomie de 6 heures.

IV.6.6. Raccordement électrique des installations

Afin de garantir la continuité de l'alimentation en eau potable en cas de défaillance du réseau électrique de la CIE, des groupes électrogènes secours sont prévus pour chaque site du projet. La puissance apparente et la puissance du transformateur de chaque groupe sont déterminées avec un rendement du transformateur de 0,9. Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau 31 : Bilan de puissance des installations

Groupe Electrogène GE	SITE	P_moteur (kw)	cosϕ	P_apparente (kva)	Puissance Transformateur (Kva)
GE1	Forage 1	45	0,81	55,556	61,728
GE2	Forage 2	92	0,86	106,977	118,863
GE3	Forage 3	92	0,86	106,977	118,863
GE4	Forage 4	75	0,86	87,209	96,899
GE5	Forage 5	45	0,82	54,878	60,976
GE6	PND	325	0,87	373,563	642,584
GE7	Station de reprise	55	0,87	63,218	70,243

IV.6.7. Réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution primaire a été réalisé sur la base des débits fictifs calculés pour chaque tronçon. Les diamètres sont déterminés pour une vitesse d'écoulement cible de 1 m/s. Les critères de vérification retenus sont : vitesse entre 0,3 et 1 m/s, perte de charge inférieure à 5 m/km et pression minimale de 10 m en tout nœud du réseau. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 32: Dimensionnement du réseau de distribution

PREMIERE LIGNE DE DISTRIBUTION L1 CE Assouba						
Tronçons	**Qfictif (m3/h)**	**DN (mm)**	**U (m/s)**	**Longueur (m)**	**ΣΔH**	**Pression (mCE)**
R-1	1164,294	710	1,051	31,5	0,039	31,98
N1-N2	182,795	315	0,839	488	1,087	27,64
N2-N3	87,492	225	0,914	10906	45,726	28,52
N3-N4	76,565	225	0,689	1294	48,642	18,3
N1-N7	981,498	800	0,810	5573	4,115	47,62
N7-N8	4,795	90	0,313	11419	25,362	12,44
N7-N9	974,228	800	0,804	508	4,482	98
N9-N10	700,849	630	0,932	1913	6,876	36
N9-N11	273,379	400	0,902	5302	15,151	57
N11-N12	68,308	200	0,903	5506	40,519	42
N11-N13	200,278	355	0,839	13598	42,784	10,18

TROISIEME LIGNE DE DISTRIBUTION (SR) L3 CE3 Maferé						
Tronçons	Qfictif (m3/h)	DN (mm)	U (m/s)	Longueur (m)	ΣΔH	Pression (bar)
R-1	259,228	355	0,937	31,8	0,072	16,96
N1-N2	246,808	355	0,892	67,4	0,140	7,81
N1-N3	12,420	125	0,421	7882	16,434	9,92
DEUXIEME LIGNE DE DISTRIBUTION L2 CE2 N'Zikro						
Tronçons	Qfictif (m3/h)	DN (mm)	U (m/s)	Longueur (m)	ΣΔH	Pression (bar)
R-1	257,228	355	0,930	72,2	0,162	16,98
N1-N2	257,228	355	0,930	225	0,505	19,18
N2-N3	164,229	280	0,954	349	1,086	20,41
N3-N4	20,786	125	0,605	6324	22,967	10,21

Les résultats du dimensionnement montrent que les vitesses d'écoulement obtenues sur l'ensemble des tronçons sont conformes aux normes recommandées (0,3 à 1 m/s pour la distribution). Les pertes de charge restent inférieures à 5m/km (ΣΔH/L). Ces résultats confirmés par la simulation hydraulique réalisée sous EPANET.

IV.6.8. Simulation

La simulation hydraulique du réseau a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET 2.0. Elle a permis de vérifier le comportement du réseau en régime permanent et de valider les résultats du dimensionnement analytique. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures ci-après.

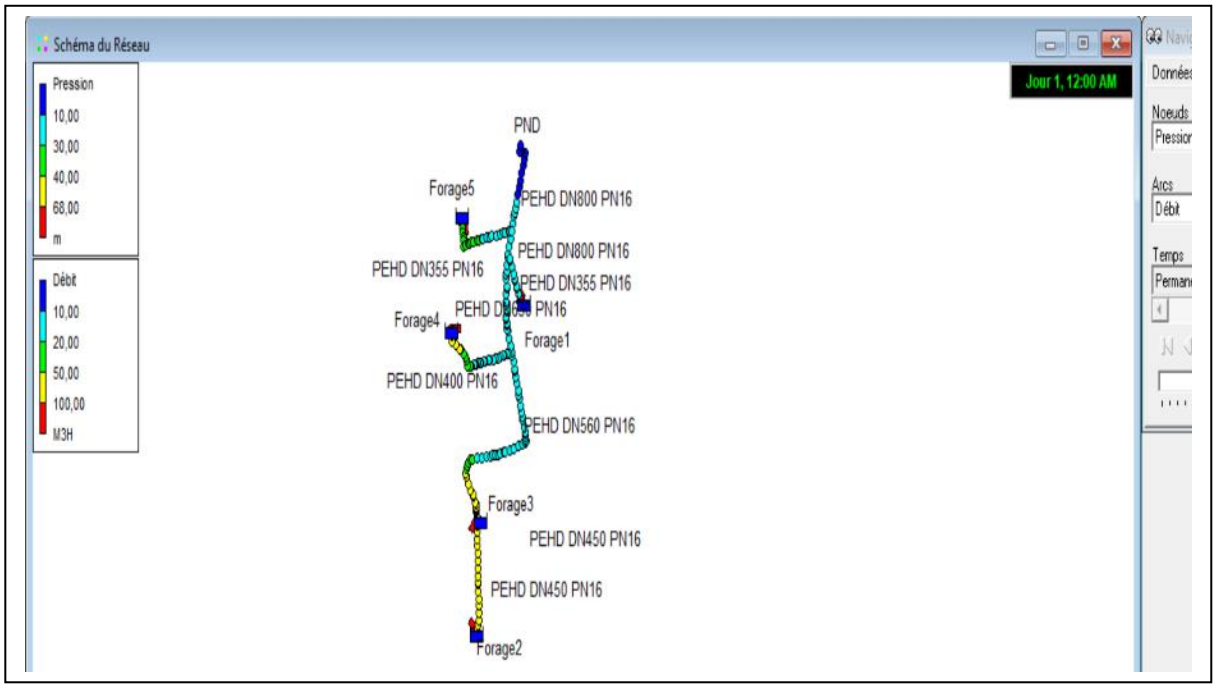


Figure 10: Résultats de simulation de réseau de refoulement (Forages-PND)

Les vitesses d'écoulement obtenues dans les conduites de refoulement sont comprises entre **0,589 et 0,990 m/s**, ce qui est conforme aux limites recommandées de **0,6 à 1,5 m/s pour l'adduction**. Les pressions aux nœuds restent positives sur l'ensemble du tracé, validant ainsi le dimensionnement des pompes submersibles retenues pour les cinq forages.

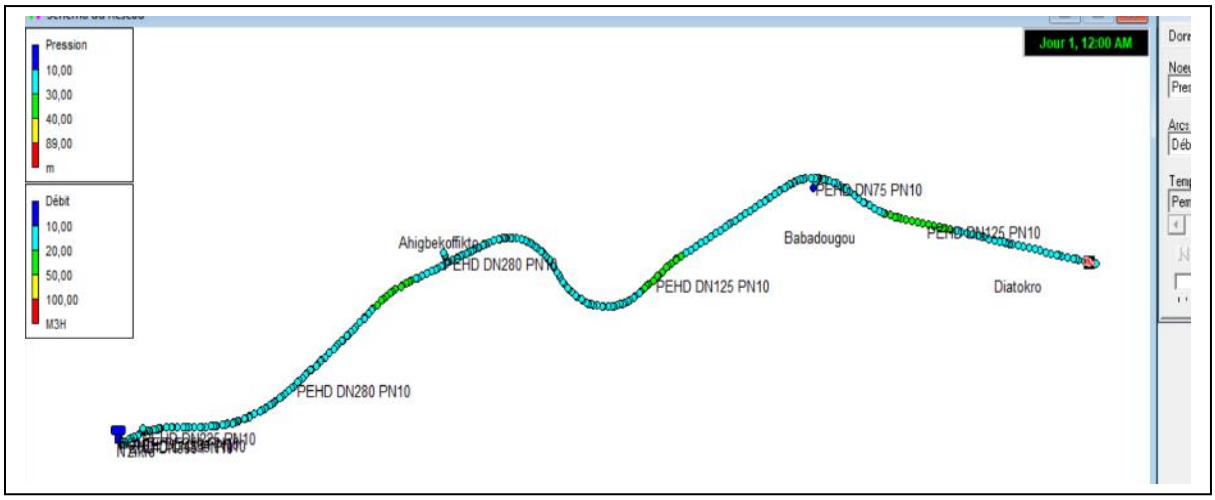


Figure 11: Résultats de simulation de la distribution CE N'ZIKRO

IV.6.9. Comparaison entre vitesse calculée et vitesse simulée

Les figures suivantes illustrent la comparaison des vitesses calculées et simulées dans les différents tronçons du réseau.

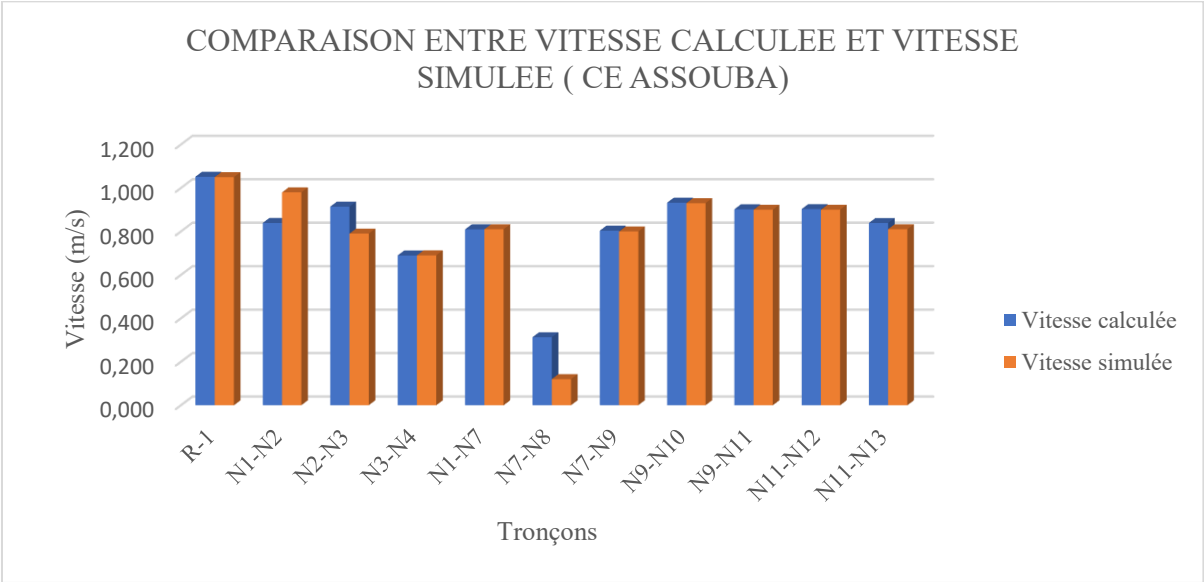


Figure 12: Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées (CE Assouba)

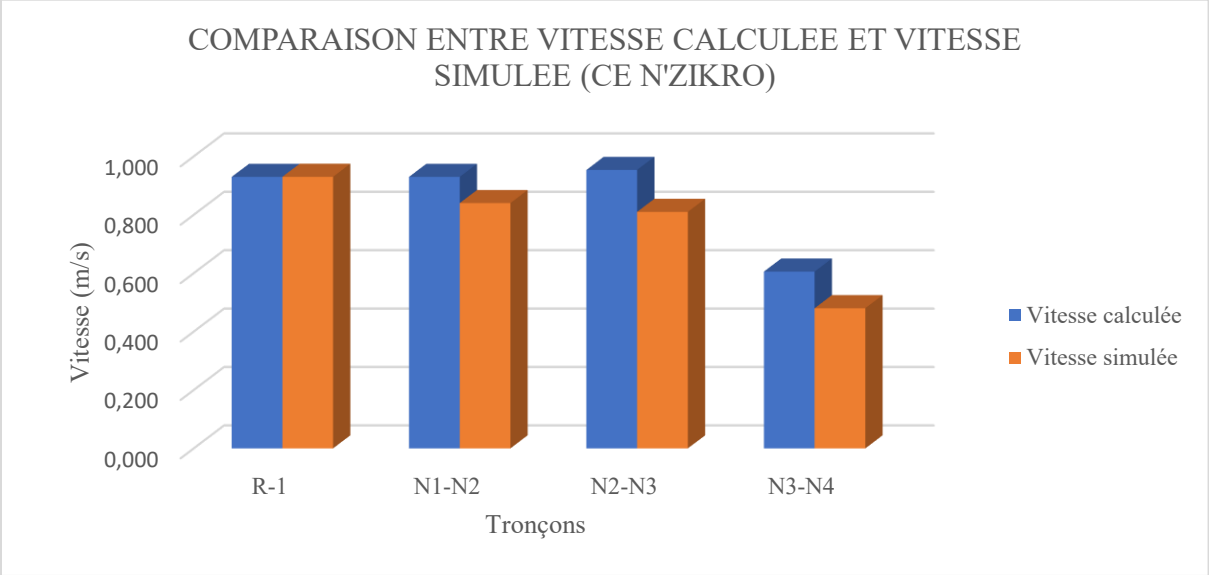


Figure 13: Comparaison des vitesses calculées et des vitesses simulées (CE N'Zikro)

Les figures ci-dessus présentent une comparaison entre les vitesses calculées et les vitesses simulées dans les différents tronçons du réseau. Les vitesses calculées varient globalement entre 0,5 m/s et 1,05 m/s, tandis que les vitesses simulées varient entre 0,4 m/s et 1,05 m/s. De manière générale, les vitesses simulées restent proches des vitesses calculées avec de faibles écarts observés sur certains tronçons.

IV.6.10. Comparaison entre Pression calculée et pression simulée

Le graphique ci-après montre l'évolution des pressions calculées et simulées aux différents nœuds du réseau.

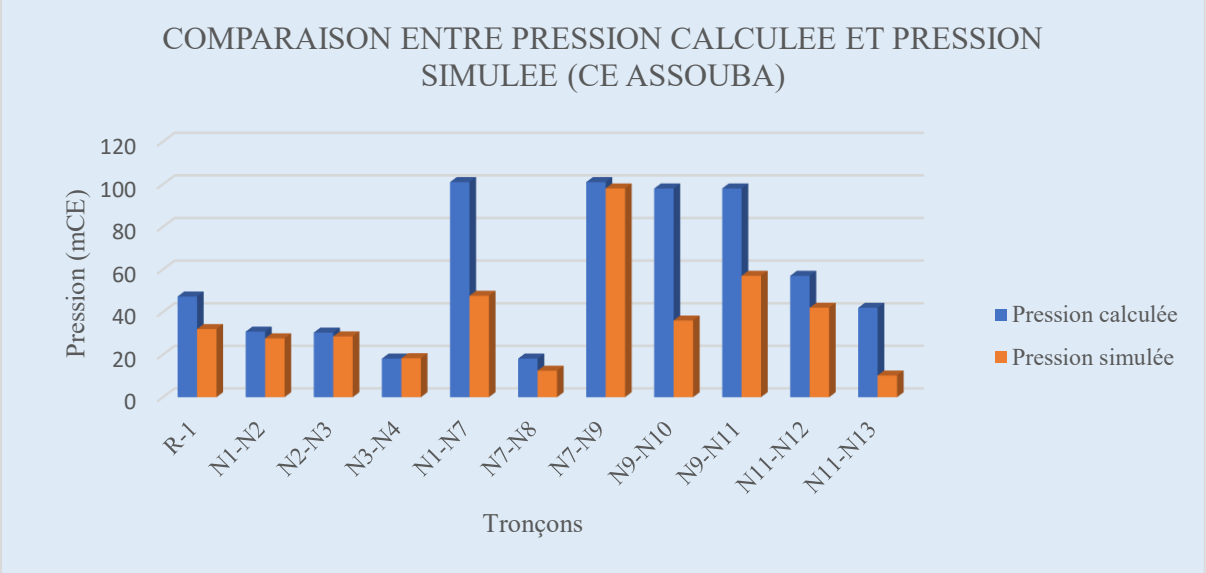


Figure 14: comparaison des pressions calculées et des pressions simulées

Le graphe ci-dessus montre la comparaison des pressions calculées et simulées aux différents nœuds du réseau. Les pressions calculées varient globalement entre **11,06 mCE et 101 mCE**, tandis que les pressions simulées varient entre **8 mCE et 98 mCE**. Dans l'ensemble, les pressions simulées sont légèrement inférieures aux pressions calculées en raison de la prise en compte détaillée des pertes de charge par la simulation hydraulique. Par ailleurs, les conduites de distribution sont en **PN10 pour des pressions inférieures à 70mCE**, tandis qu'au-delà de cette valeur, des conduites **PN16** sont adoptées afin de garantir la sécurité et la résistance du réseau.

V. ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE

V.1. Devis quantitatif et estimatif (DQE)

Le tableau ci-dessous présente le devis quantitatif et estimatif du projet, dont le montant total toutes taxes comprises (TTC) s'élève à **44 316 184 212 FCFA**, incluant les droits de douane sur les équipements importés et la TVA.

Tableau 33: Devis Quantitatif et Estimatif (DQE) du projet d'Aboisso

N°	Désignation des travaux	Quantité	Montant HT (FCFA)
A	Études et design	1 global	800 000 000
B	Installation de chantier et appui matériel	1 global	1 400 000 000
C	Provision pour mise en œuvre du PAR	1 global	200 000 000
D	Forages et équipements de pompage	5 forages	1 193 222 745
E	Usine de potabilisation – PND 1000 m³/h	1 PND	5 386 425 046
F	Salle de reprise et châteaux d'eau	3 châteaux	9 460 000 000
G	Canalisations fonte ductile refoulement FORAGE-PND	5 conduites	1 994 151 885
H	Canalisations fonte ductile adduction PND-Châteaux d'eau	3 lignes	7 932 698 396
I	Réseau de distribution primaire PEHD	3 réseaux	1 755 088 320
J	Raccordement électrique des installations	7 sites	815 000 000
K	Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES)	1 global	88 000 000
L	Frais de financement et divers	1 global	500 000 000
MONTANT TOTAL HT HORS DROITS			31 524 586 392
Convention Assistance Maîtrise d'Ouvrage – MINHAS (0,5%)			157 622 932
Convention Maîtrise d'Ouvrage Délégué – ONEP (1%)			315 245 864
Convention Maîtrise d'Œuvre – INFRATP (3,5%)			1 103 360 524
MONTANT TOTAL HT			33 100 815 712
DROITS DE DOUANE (14%) – Équipements importés			4 634 114 200
TVA (18%)			6 792 287 384
MONTANT TOTAL DU PROJET TTC			**44 527 217 295**

V.2. Estimation de l'amortissement des équipements

L'amortissement annuel des équipements est estimé à **1 689 982 856 FCFA/an**, soit un amortissement total à l'horizon du projet de **25 349 742 835 FCFA**.

V.3. Estimations des charges

Les charges d'exploitation annuelles sont évaluées à **587 833 333 FCFA/an**, représentant une charge totale à l'horizon du projet de **8 817 499 995 FCFA**.

V.4. Volume total d'eau produit

Sur les 15 années d'exploitation du système, le volume annuel produit est estimé à **7 300 000 m³/an**, soit un volume total distribué à l'horizon du projet de **109 500 000 m³.**

V.5. Prix de revient

Le prix de revient de l'eau est établi à **312 FCFA/m³.** Ce résultat s'inscrit dans la fourchette des tarifs pratiqués par la **SODECI (300-600 FCFA/m³),** ce qui confirme que les charges d'exploitation sont couvertes. Ce projet vise l'accès universel à l'eau potable.

VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Le présent projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et ses localités environnantes, de par l'envergure de ses travaux et la diversité des milieux qu'il traverse, est susceptible de générer des impacts sur l'environnement et les populations. La présente notice vise à les identifier et à proposer des mesures d'atténuation appropriées.

VI.1. Rappel du cadre législatif

En Côte d'Ivoire, tout projet d'infrastructure susceptible d'affecter l'environnement est soumis à la loi n°96-766 du 3 octobre 1996 portant Code de l'Environnement, qui impose au maître d'ouvrage l'obligation d'évaluer les impacts de son projet sur les milieux naturel et humain. L'Agence Nationale de l'Environnement (ANDE), créée par le décret n°97-393 du 19 juillet 1997, est autorité chargée d'instruire et de valiser les évaluations environnementales et sociales sur l'ensemble du territoire national.

VI.2. Identification et évaluation des impacts du projet

Les impacts susceptibles d'être générés par le projet sont analysés à chacune des phases de sa mise en œuvre.

VI.2.1. Phase de préparation et d'installation

Impacts positifs :

- Mobilisation de la main-d'œuvre locale pour les travaux préliminaires ;
- Stimulation des activités économiques locales autour des zones de chantier ;
- Création d'opportunités d'emplois pour les populations locales.

Impacts négatifs :

- Obstruction temporaire des voies de circulation ;
- Atteinte au couvert végétal et agricole le long des emprises des conduites ;
- Emissions de fumées et de poussières liées aux mouvements des engins.

VI.2.2. Phase de construction

Impacts positifs :

- Développement des compétences techniques des ouvriers locaux ;

- Mise en place d'ouvrages hydrauliques modernes au bénéfice des populations ;
- Création d'emplois temporaires pour les populations locales.

Impacts négatifs :

- Pollution sonore provoquée par les équipements (travaux) de chantier ;
- Dégradation des sols due aux travaux de terrassement ;
- Interruptions de la desserte en eau lors des raccordements.

Risques spécifiques :

- Risques d'électrocution et d'incendie lors de l'installation électrique CIE et du groupe électrogène ;
- Risques d'accidents de travail lies aux engins et aux opérations de soudure ;
- Risques sanitaires pour les travailleurs en cas de non-respect des mesures HSE.

VI.2.3. Phase d'exploitation et d'entretien

Impacts positifs :

- Fourniture continue d'eau potable de qualité aux populations d'Aboisso ;
- Réduction des maladies liées à l'eau insalubre ;
- Libération des femmes et enfants des corvées d'eau.

Impacts négatifs :

- Nuisances ponctuelles lors des travaux de maintenance ;
- Risques de rupture de conduites sous pression ;
- Augmentation du trafic routier liée aux livraisons régulières de réactifs de traitement.

VI.3. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES)

VI.3.1. Mesures de bonification

- Associer les autorités locales à la planification et au suivi des travaux ;
- Prioriser le recrutement de la main-d'œuvre locale lors des travaux ;
- Indemniser équitablement les riverains affectés avant tout démarrage des travaux ;
- Encourager la participation des femmes aux activités génératrices de revenus.

VI.3.2. Mesures d'atténuation

Environnementales :

- Eviter les rejets directs d'eaux usées dans le milieu naturel ;
- Contrôler régulièrement la qualité de l'eau produite ;
- Stocker les réactifs de traitement dans les aires sécurisées ;
- Réhabiliter systématiquement les zones dégradées après travaux.

Sociales :

- Informer les populations avant toute interruption temporaire du service d'eau ;
- Former le personnel aux normes HSE et aux procédures d'urgence ;
- Etablir un mécanisme de gestion des plaintes des populations ;
- Fournir les équipements de protection individuelle à tout le personnel.

VI.3.3. Suivi environnemental et social

- Effectuer des contrôles périodiques de la qualité de l'eau distribuée ;
- Contrôler le respect des mesures HSE par les entreprises intervenantes ;
- Produire des rapports environnementaux et sociaux durant les phases du projet.

VI.3.4. Budget du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)

Le coût global du PGES, estimé à **88 000 000 FCFA**, sera intégré au coût global du projet et se détaille comme suit :

Composante	Période	Budget (FCFA)
Surveillance environnementale	Travaux +2 ans	25 000 000
Contrôle qualité eau (PND)	Exploitation (5 ans)	18 000 000
Formation HSE personnel	Avant mise en service	10 000 000
Sensibilisation populations	Exploitation	10 000 000
Indemnisation riverains	Avant travaux	25 000 000
TOTAL		**88 000 000**

Conclusion partielle

Le projet de renforcement de l'AEP d'Aboisso et de ses localités environnantes présente un bilan environnemental et social positif. Les impacts négatifs peuvent être efficacement maitrisés par l'application rigoureuse des mesures du présent PGES, sous la supervision de l'ANDE et la responsabilité du MINHAS et de l'ONEP.

CONCLUSION

Le présent mémoire avait pour objectif de proposer une solution technique viable pour le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aboisso et de ses localités environnantes, face à un déficit de production croissant et à la dégradation de la qualité de l'eau brute du fleuve Bia.

Le diagnostic du système existant a confirmé l'inadéquation des infrastructures actuelles. Nos analyses physico-chimiques ont démontré la dégradation progressive de la qualité de l'eau du fleuve Bia, justifiant le recours aux eaux souterraines d'Ayenouan malgré leur acidité prononcée (pH = 3,68) et leur teneur élevée en CO2 dissous (160 mg/L).

Nos calculs ont établi une population raccordée de 193 595 habitants à l'horizon 2041, pour un débit de production de 1 000 m³/h. Le dimensionnement du PND selon le procédé OQP^{TM} d'OCSI a permis d'obtenir une eau conforme aux normes (pH = 8,3 ; TAC = 5°F ; chlore résiduel = 0,5-1,0 mg/L). La simulation hydraulique sous EPANET 2.0 a validé le dimensionnement du réseau, avec des pressions supérieures à 10 m en tout nœud.

Notre étude financière a établi le coût global à 32 943 937 118 FCFA HT pour un prix de revient de 312 FCFA/m³, confirmant la viabilité économique du projet. Le bilan environnemental est globalement positif, les impacts négatifs étant maîtrisables par les mesures du PGES.

En définitive, le système de renforcement proposé constitue une réponse technique, économique et environnementale cohérente aux défis d'accès à l'eau potable que connaît la région du Sud-Comoé, contribuant à l'atteinte de l'objectif de Développement Durable n°6 relatifs à l'accès universel à l'eau potable d'ici 2030.

RECOMMANDATIONS-PERSPECTIVES

A l'issue de cette étude, nous formulons les recommandations suivantes :

Recommandations :

- Dimensionner et réaliser le réseau de distribution secondaire et les branchements particuliers préalablement à la mise en service du système ;
- Elaborer un manuel d'exploitation et de maintenance avant la mise en service des installations ;
- Procéder à la réalisation des forages F4 et F5 dont les emplacements ont été identifiés et les études préliminaires ont confirmé la présence d'eau souterraine exploitable.
- Former le personnel aux procédés de traitement OQP^{TM} et aux normes HSE ;
- Délimiter et sécuriser le champ captant d'Ayénouan par la mise en place de périmètres de protection et l'interdiction de toute activité susceptible de dégrader la qualité des eaux souterraines dans la zone de recharge de la nappe ;
- Réaliser une analyse détaillée des besoins annexes afin d'améliorer leur estimation lors du dimensionnement des ouvrages ;
- Mettre en place un programme de surveillance périodique de la qualité de l'eau produite, portant notamment sur le pH, le TAC et le chlore résiduel.

Perspectives :

- Intégrer le château d'eau existant d'Aboisso dans les futures études de renforcement du système d'alimentation en eau potable ;
- Veiller au respect de la réglementation relative à l'orpaillage afin de préserver la qualité des ressources en eau ;
- Etudier la faisabilité de l'exploitation des eaux souterraines d'autres sites potentiels dans la région du Sud-Comoé afin d'anticiper les besoins en eau au-delà de l'horizon 2041.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ **Ouvrages et Articles**

Boistard, P. (2010). Qualité et prix des services publics de distribution d'eau potable. Approche d'un prix de la qualité de l'eau et de la desserte.

Bouaziz, M. A. (2016). Sécurité des réseaux d'adduction d'eau potable en présence de défaut superficiel sous l'effet du phénomène de coup de bélier.

Cadilhac, L. (2003). Le système d'évaluation de la qualité des eaux souterraines " SEQ - Eaux souterraines ". La Houille Blanche, 89(2), 125-128. https://doi.org/10.1051/lhb/2003040

Diabagate, A., Konan, G. H., & Koffi, A. (2016). Stratégies d'approvisionnement en eau potable dans l'agglomération d'Abidjan (Côte d'Ivoire) Drinking water supply strategies in Abidjan agglomeration (Ivory Coast).

DIABY, V., Niaba, koffi P. V., KAMOU, K. R., Bakayoko, Y. A., BLEU, B. G., & Yapo, A. F. (2025). Enquête sanitaire de la qualité des eaux de puits des nouveaux quartiers à San-Pedro en Côte d'Ivoire : Cas du quartier Digboué. Journal of Chemical, Biological and physical sciences, 16(1). https://doi.org/10.24214/jcbps.D.16.1.09303

Eydoux, D. (1917). Contribution à la technique de la houille blanche. Les mouvements de l'eau et les coups de bélier dans les cheminées d'équilibre ; sur divers systèmes hydrauliques à mouvement alternatif. Annales de la Faculté des sciences de Toulouse : Mathématiques, 9, 147-285. https://doi.org/10.5802/afst.305

Institut National de la Statistique (INS). (2021). RGPH-2021_RESULTATS_GLOBAUX_DEFINITIFS.xlsx. Ministère du Plan et du Développement. https://www.plan.gouv.ci/uploads/publications/RGPH2021-RESULTATS-GLOBAUX-VF.pdf

Kotobi, P. (2024). CONSTAT D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.

Makomo, H., Ntalani, H., Dissinda, M.-E., & Bouaka, F. (2019). Caractérisation physico-chimique et étude sur la mise en équilibre calco-carbonique des eaux de trois forages de la ville de Brazzaville, Congo.

Organisation Mondiale de la Santé (OMS). (2017). Directives de l'OMS pour la qualité de l'eau de boisson- 4ème édition intégrant le premier additif. https://iris.who.int/server/api/core/bitstreams/b78fe338-e148-4e4a-90dc-c632f8e38ba1/content

Régie des eaux de Montpellier Méditerranée Métropole. (2023). Guide_technique_conception_realisation_ouvrages_eau_potable. https://regiedeseaux.montpellier3m.fr/medias/pdf/guide_technique_conception_realisation_ouvrages_eau_potable.pdf

ZOUGRANA. (2003). Cours d'approvisionnement en eau potable.

❖ **Documents et Cours**

Faye, M. D. (2020). HYDRAULIQUE EN CHARGE.

Grundfos. (s.d.a). NK- Pompes normalisées NFE 44 111, 50 Hz.

Grundfos. (s.d.b). SP A, SP- Pompes immergées, moteurs et accessoires 50 Hz.

MOUNIROU, L. A. (2017). Essentiel d'Hydraulique en Charge. CE. Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

OmniChimie et Services Industriels de Côte d'Ivoire (OCSICI). (2025). Offre Technique pour la construction d'un Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND) de 1000 m^3/h.

TRAORE, S. (2022). Projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Divo et des localités environnantes (CÔTE D'IVOIRE). Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

YEO, N. E. (2025). Projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Dimbokro et ses localités environnantes à partir du fleuve N'ZI (CÔTE D'IVOIRE) [Mémoire d'Ingénieur]. Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

❖ **Site Internet**

Martin, L. (1969). Introduction à l'étude géologique du plateau continental ivoirien-Premiers résultats. Centre de Recherches Océanographiques/ORSTOM (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer). https://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers12-12/13452.pdf. Consulté le 26 mars 2026.

ANNEXES

Annexe 1 : Evaluation de la demande en eau et des besoins du projet

Localités	Demande domestique Dd (m³/j)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	2036,100	2360,460	3260,928	4502,859	7033,311
N'Zikro	270,120	313,200	432,696	597,505	933,282
Ahigbekoffikro	406,800	471,600	651,552	899,725	1405,350
Ayenouan	222,420	257,820	356,202	491,874	768,366
Assouba	250,920	290,880	401,808	554,873	866,700
Krindjabo	198,480	230,040	317,856	438,876	685,503
Maferé	717,000	831,240	1148,334	1585,706	2476,818
Total Urbains	**4101,840**	**4755,240**	**6569,376**	**9071,418**	**14169,330**
Babadougou	18,000	19,890	36,234	56,092	75,920
Diatokro	39,600	43,740	79,695	123,321	166,840
Adoua	23,250	25,680	46,794	72,372	97,920
Ayebo	24,090	26,580	48,444	74,962	101,440
Sanhouman	19,680	21,720	39,567	61,235	82,840
Kassikro	5,700	6,300	11,484	17,760	24,040
Mouyassue	29,580	32,670	59,532	92,130	124,640
Biaka	3,720	4,110	7,491	11,581	15,680
Koukourandouni	5,580	6,180	11,253	17,427	23,600
Gnamienkro	3,780	4,170	7,590	11,766	15,920
Amoakro	4,200	4,650	8,481	13,098	17,760
Total Rurales	**177,180**	**195,690**	**356,565**	**551,744**	**746,600**
Total Projet	**4279,020**	**4950,930**	**6925,941**	**9623,162**	**14915,930**

Localités	Demande des activités socio-économiques Da (m³/j)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	203,610	236,046	326,093	450,286	703,331
N'Zikro	27,012	31,320	43,270	59,751	93,328
Ahigbekoffikro	40,680	47,160	65,155	89,973	140,535
Ayenouan	22,242	25,782	35,620	49,187	76,837
Assouba	25,092	29,088	40,181	55,487	86,670
Krindjabo	19,848	23,004	31,786	43,888	68,550
Maferé	71,700	83,124	114,833	158,571	247,682
Total Urbains	**410,184**	**475,524**	**656,938**	**907,142**	**1416,933**
Babadougou	1,800	1,989	3,623	5,609	7,592
Diatokro	3,960	4,374	7,970	12,332	16,684
Adoua	2,325	2,568	4,679	7,237	9,792
Ayebo	2,409	2,658	4,844	7,496	10,144
Sanhouman	1,968	2,172	3,957	6,124	8,284
Kassikro	0,570	0,630	1,148	1,776	2,404
Mouyassue	2,958	3,267	5,953	9,213	12,464
Biaka	0,372	0,411	0,749	1,158	1,568
Koukourandouni	0,558	0,618	1,125	1,743	2,360
Gnamienkro	0,378	0,417	0,759	1,177	1,592
Amoakro	0,420	0,465	0,848	1,310	1,776
Total Rurales	**17,718**	**19,569**	**35,657**	**55,174**	**74,660**
Total Projet	**427,902**	**495,093**	**692,594**	**962,316**	**1491,593**

Localités	Demande journalière moyenne Djm (m³/j)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	2239,710	2596,506	3587,021	4953,145	7736,642
N'Zikro	297,132	344,520	475,966	657,256	1026,610
Ahigbekoffikro	447,480	518,760	716,707	989,698	1545,885
Ayenouan	244,662	283,602	391,822	541,061	845,203
Assouba	276,012	319,968	441,989	610,360	953,370
Krindjabo	218,328	253,044	349,642	482,764	754,053
Maferé	788,700	914,364	1263,167	1744,277	2724,500
Total Urbains	**4512,024**	**5230,764**	**7226,314**	**9978,560**	**15586,263**
Babadougou	19,800	21,879	39,857	61,701	83,512
Diatokro	43,560	48,114	87,665	135,653	183,524
Adoua	25,575	28,248	51,473	79,609	107,712
Ayebo	26,499	29,238	53,288	82,458	111,584
Sanhouman	21,648	23,892	43,524	67,359	91,124
Kassikro	6,270	6,930	12,632	19,536	26,444
Mouyassue	32,538	35,937	65,485	101,343	137,104
Biaka	4,092	4,521	8,240	12,739	17,248
Koukourandouni	6,138	6,798	12,378	19,170	25,960
Gnamienkro	4,158	4,587	8,349	12,943	17,512
Amoakro	4,620	5,115	9,329	14,408	19,536
Total Rurales	**194,898**	**215,259**	**392,222**	**606,918**	**821,260**
Total Projet	**4706,922**	**5446,023**	**7618,535**	**10585,478**	**16407,523**

Localités	Demande journalière de pointe Djp (m³/j)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	2586,865	2998,964	4143,009	5720,882	8935,822
N'Zikro	343,187	397,921	549,740	759,130	1185,735
Ahigbekoffikro	516,839	599,168	827,797	1143,101	1785,497
Ayenouan	282,585	327,560	452,555	624,926	976,209
Assouba	318,794	369,563	510,497	704,966	1101,142
Krindjabo	252,169	292,266	403,836	557,592	870,932
Maferé	910,949	1056,090	1458,958	2014,639	3146,797
Total Urbains	**5211,388**	**6041,532**	**8346,392**	**11525,237**	**18002,134**
Babadougou	22,869	25,270	46,035	71,265	96,456
Diatokro	50,312	55,572	101,252	156,679	211,970
Adoua	29,539	32,626	59,452	91,949	124,407
Ayebo	30,606	33,770	61,548	95,239	128,880
Sanhouman	25,003	27,595	50,270	77,799	105,248
Kassikro	7,242	8,004	14,590	22,564	30,543
Mouyassue	37,581	41,507	75,635	117,051	158,355
Biaka	4,726	5,222	9,517	14,714	19,921
Koukourandouni	7,089	7,852	14,297	22,141	29,984
Gnamienkro	4,802	5,298	9,643	14,949	20,226
Amoakro	5,336	5,908	10,775	16,641	22,564
Total Rurales	**225,107**	**248,624**	**453,016**	**700,991**	**948,555**
Total Projet	**5436,495**	**6290,157**	**8799,408**	**12226,227**	**18950,689**

Localités	Besoin journalier de pointe (m³/j)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	3203,548	3713,888	5130,661	7084,684	11066,033
N'Zikro	425,000	492,781	680,793	940,099	1468,402
Ahigbekoffikro	640,049	742,003	1025,135	1415,604	2211,142
Ayenouan	349,950	405,647	560,439	773,902	1208,928
Assouba	394,791	457,663	632,195	873,023	1363,644
Krindjabo	312,283	361,939	500,107	690,516	1078,553
Maferé	1128,110	1307,852	1806,760	2494,910	3896,963
Total Urbains	**6453,731**	**7481,774**	**10336,089**	**14272,739**	**22293,664**
Babadougou	28,321	31,294	57,010	88,254	119,451
Diatokro	62,306	68,819	125,390	194,030	262,502
Adoua	36,581	40,404	73,624	113,868	154,065
Ayebo	37,903	41,820	76,221	117,943	159,603
Sanhouman	30,964	34,174	62,254	96,346	130,338
Kassikro	8,968	9,912	18,069	27,943	37,824
Mouyassue	46,540	51,402	93,666	144,955	196,105
Biaka	5,853	6,467	11,786	18,221	24,671
Koukourandouni	8,779	9,723	17,705	27,419	37,132
Gnamienkro	5,947	6,561	11,942	18,512	25,048
Amoakro	6,608	7,316	13,344	20,608	27,943
Total Rurales	**278,771**	**307,894**	**561,010**	**868,100**	**1174,681**
Total Projet	**6732,501**	**7789,668**	**10897,100**	**15140,839**	**23468,346**

Localités	Volume du château d'eau (m³)				
	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	646,716	749,741	1035,752	1430,221	2233,955
N'Zikro	85,797	99,480	137,435	189,783	296,434
Ahigbekoffikro	129,210	149,792	206,949	285,775	446,374
Ayenouan	70,646	81,890	113,139	156,231	244,052
Assouba	79,698	92,391	127,624	176,242	275,286
Krindjabo	63,042	73,066	100,959	139,398	217,733
Maferé	227,737	264,023	364,740	503,660	786,699
Total Urbains	**1302,847**	**1510,383**	**2086,598**	**2881,309**	**4500,533**
Babadougou	5,717	6,318	11,509	17,816	24,114
Diatokro	12,578	13,893	25,313	39,170	52,993
Adoua	7,385	8,157	14,863	22,987	31,102
Ayebo	7,652	8,442	15,387	23,810	32,220
Sanhouman	6,251	6,899	12,567	19,450	26,312
Kassikro	1,810	2,001	3,648	5,641	7,636
Mouyassue	9,395	10,377	18,909	29,263	39,589
Biaka	1,182	1,305	2,379	3,678	4,980
Koukourandouni	1,772	1,963	3,574	5,535	7,496
Gnamienkro	1,201	1,324	2,411	3,737	5,057
Amoakro	1,334	1,477	2,694	4,160	5,641
Total Rurales	**56,277**	**62,156**	**113,254**	**175,248**	**237,139**
Total Projet	**1359,124**	**1572,539**	**2199,852**	**3056,557**	**4737,672**

Annexe 2 : Résultats de calcul des débits de dimensionnement

Débit de production (m³/h)					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	160,177	185,694	256,533	354,234	553,302
N'Zikro	21,250	24,639	34,040	47,005	73,420
Ahigbekoffikro	32,002	37,100	51,257	70,780	110,557
Ayenouan	17,497	20,282	28,022	38,695	60,446
Assouba	19,740	22,883	31,610	43,651	68,182
Krindjabo	15,614	18,097	25,005	34,526	53,928
Maferé	56,405	65,393	90,338	124,745	194,848
Total Urbains	**322,687**	**374,089**	**516,804**	**713,637**	**1114,683**
Babadougou	1,416	1,565	2,850	4,413	5,973
Diatokro	3,115	3,441	6,270	9,702	13,125
Adoua	1,829	2,020	3,681	5,693	7,703
Ayebo	1,895	2,091	3,811	5,897	7,980
Sanhouman	1,548	1,709	3,113	4,817	6,517
Kassikro	0,448	0,496	0,903	1,397	1,891
Mouyassue	2,327	2,570	4,683	7,248	9,805
Biaka	0,293	0,323	0,589	0,911	1,234
Koukourandouni	0,439	0,486	0,885	1,371	1,857
Gnamienkro	0,297	0,328	0,597	0,926	1,252
Amoakro	0,330	0,366	0,667	1,030	1,397
Total Rurales	**13,939**	**15,395**	**28,051**	**43,405**	**58,734**
Total Projet	**336,625**	**389,483**	**544,855**	**757,042**	**1173,417**
Qexistant (m³/h)	180	180	180	180	180
Débit Projet Calculé (m³/h)	**156,625**	**209,483**	**364,855**	**577,042**	**993,417**
Débit exigé par M.O (m³/h)					**1000**

Débit d'adduction (m³/h)					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	152,169	176,410	243,706	336,522	525,637
N'Zikro	20,187	23,407	32,338	44,655	69,749
Ahigbekoffikro	30,402	35,245	48,694	67,241	105,029
Ayenouan	16,623	19,268	26,621	36,760	57,424
Assouba	18,753	21,739	30,029	41,469	64,773
Krindjabo	14,833	17,192	23,755	32,800	51,231
Maferé	53,585	62,123	85,821	118,508	185,106
Total Urbains	**306,552**	**355,384**	**490,964**	**677,955**	**1058,949**
Babadougou	1,345	1,486	2,708	4,192	5,674
Diatokro	2,960	3,269	5,956	9,216	12,469
Adoua	1,738	1,919	3,497	5,409	7,318
Ayebo	1,800	1,986	3,620	5,602	7,581
Sanhouman	1,471	1,623	2,957	4,576	6,191
Kassikro	0,426	0,471	0,858	1,327	1,797
Mouyassue	2,211	2,442	4,449	6,885	9,315
Biaka	0,278	0,307	0,560	0,866	1,172
Koukourandouni	0,417	0,462	0,841	1,302	1,764
Gnamienkro	0,282	0,312	0,567	0,879	1,190
Amoakro	0,314	0,348	0,634	0,979	1,327
Total Rurales	**13,242**	**14,625**	**26,648**	**41,235**	**55,797**
Total Projet	**319,794**	**370,009**	**517,612**	**719,190**	**1114,746**

Débit de distribution (m³/h)					
Horizons	H-5	HO	H+5	H+10	H+15
Années	2021	2026	2031	2036	2041
Aboisso	202,891	235,213	324,942	448,697	700,849
N'Zikro	26,917	31,209	43,117	59,540	92,999
Ahigbekoffikro	40,536	46,994	64,925	89,655	140,039
Ayenouan	22,163	25,691	35,494	49,014	76,565
Assouba	25,003	28,985	40,039	55,291	86,364
Krindjabo	19,778	22,923	31,673	43,733	68,308
Maferé	71,447	82,831	114,428	158,011	246,808
Total Urbains	**408,736**	**473,846**	**654,619**	**903,940**	**1411,932**
Babadougou	1,794	1,982	3,611	5,589	7,565
Diatokro	3,946	4,359	7,941	12,289	16,625
Adoua	2,317	2,559	4,663	7,212	9,757
Ayebo	2,400	2,649	4,827	7,470	10,108
Sanhouman	1,961	2,164	3,943	6,102	8,255
Kassikro	0,568	0,628	1,144	1,770	2,396
Mouyassue	2,948	3,255	5,932	9,180	12,420
Biaka	0,371	0,410	0,746	1,154	1,562
Koukourandouni	0,556	0,616	1,121	1,737	2,352
Gnamienkro	0,377	0,416	0,756	1,172	1,586
Amoakro	0,419	0,463	0,845	1,305	1,770
Total Rurales	**17,655**	**19,500**	**35,531**	**54,980**	**74,396**
Total Projet	**426,392**	**493,346**	**690,150**	**958,920**	**1486,329**

Annexe 3 : Dimensionnement des conduites de refoulement Forage-PND

CONDUITE DE REFOULEMENT PEHD Forage-PND

Conduite Piquage Forage

Désignation	Formules	Qprod (m3/h)	Qprod (m3/s)	Dth (m)	Dtn (mm)	Dint (mm)	U (m/s)	Condition GLS	Vérification	Condition de Flamant	Vérification	Choix	Formule	Choix de la Conduite
F1	Bresse	150	0,042	0,306	306,18	327,4	0,495	1,600	Oui	0,927	Oui	290,6	Bresse modifié	PEHD DN355 PN16
	Bresse modifié			0,288	287,74	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			
	Munier			0,286	285,77	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			
	Bonnin			0,204	204,12	204,6	1,267	1,422	Oui	0,805	**Non**			
	Bedjaoui			0,259	259,23	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			
F2	Bresse	250	0,069	0,395	395,28	409,2	0,528	1,691	Oui	1,009	Oui	368,2	Bresse modifié	PEHD DN450 PN16
	Bresse modifié			0,341	341,15	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Munier			0,369	368,93	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Bonnin			0,264	263,52	290,6	1,047	1,553	Oui	0,891	**Non**			
	Bedjaoui			0,335	334,67	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
F3	Bresse	250	0,069	0,395	395,28	409,2	0,528	1,691	Oui	1,009	Oui	368,2	Bresse modifié	PEHD DN450 PN16
	Bresse modifié			0,341	341,15	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Munier			0,369	368,93	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Bonnin			0,264	263,52	290,6	1,047	1,553	Oui	0,891	**Non**			
	Bedjaoui			0,335	334,67	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			

F4	Bresse	200	0,056	0,354	353,55	368,2	0,522	1,647	Oui	0,968	Oui	327,4	Bedjaoui	PEHD DN 400 PN16
	Bresse modifié			0,317	316,70	327,4	0,660	1,600	Oui	0,927	Oui			
	Munier			0,330	329,98	368,2	0,522	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Bonnin			0,236	235,70	257,8	1,064	1,507	Oui	0,858	**Non**			
	Bedjaoui			0,299	299,34	327,4	0,660	1,600	Oui	0,927	Oui			
F5	Bresse	150	0,042	0,306	306,18	327,4	0,495	1,600	Oui	0,927	Oui	290,6	Bresse modifié	PEHD DN355 PN16
	Bresse modifié			0,288	287,74	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			
	Munier			0,286	285,77	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			
	Bonnin			0,204	204,12	204,6	1,267	1,422	Oui	0,805	**Non**			
	Bedjaoui			0,259	259,238	290,6	0,628	1,553	Oui	0,891	Oui			

Conduite d'amenée à la PND

Désignation	Formules	Qprod (m3/h)	Qprod (m3/s)	Dth (m)	Dtn (mm)	Dint (mm)	U (m/s)	Condition GLS	Vérification	Condition de Flamant	Vérification	Choix	Formule	Choix de la Conduite
Tronçon 1 : F2	Bresse	250	0,069	0,395	395,28	409,2	0,528	1,691	Oui	1,009	Oui	368,2	Bresse modifié	PEHD DN450 PN16
	Bresse modifié			0,341	341,15	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Munier			0,369	368,93	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Bonnin			0,264	263,52	290,6	1,047	1,553	Oui	0,891	**Non**			
	Bedjaoui			0,335	334,67	368,2	0,652	1,647	Oui	0,968	Oui			
	Bresse	500	0,139	0,559	559,01	581	0,524	1,846	Oui	1,181	Oui	458,4		

Tronçon 2 : F2-F3	Bresse modifié			0,430	429,83	458,4	0,842	1,740	Oui	1,058	Oui		Bresse modifié	PEHD DN560 PN16
	Munier			0,522	521,74	581	0,524	1,846	Oui	1,181	Oui			
	Bonnin			0,373	372,67	409,2	1,056	1,691	Oui	1,009	**Non**			
	Bedjaoui			0,473	473,30	515,6	0,665	1,792	Oui	1,116	Oui			
Tronçon 3 : F2-F3-F4	Bresse	700	0,194	0,661	661,43	581	0,733	1,846	Oui	1,181	Oui	515,6	Bresse modifié	PEHD DN630 PN16
	Bresse modifié			0,481	480,85	515,6	0,931	1,792	Oui	1,116	Oui			
	Munier			0,617	617,34	581	0,733	1,846	Oui	1,181	Oui			
	Bonnin			0,441	440,95	458,4	1,178	1,740	Oui	1,058	Oui			
	Bedjaoui			0,560	560,01	515,6	0,931	1,792	Oui	1,116	Oui			
Tronçon 4 : F2-F3-F4-F1	Bresse	850	0,236	0,729	728,86	654,8	0,701	1,902	Oui	1,255	Oui	654,8	Bresse	PEHD DN800 PN16
	Bresse modifié			0,513	512,99	515,6	1,131	1,792	Oui	1,116	**Non**			
	Munier			0,680	680,27	654,8	0,701	1,902	Oui	1,255	Oui			
	Bonnin			0,486	485,91	515,6	1,131	1,792	Oui	1,116	**Non**			
	Bedjaoui			0,617	617,10	654,8	0,701	1,902	Oui	1,255	Oui			
Tronçon 5 : F2-F3-F4-F1-F5	Bresse	1000	0,278	0,791	790,56	654,8	0,825	1,902	Oui	1,255	Oui	654,8	Bresse modifié	PEHD DN800 PN16
	Bresse modifié			0,542	541,55	654,8	0,825	1,902	Oui	1,255	Oui			
	Munier			0,738	737,86	654,8	0,825	1,902	Oui	1,255	Oui			
	Bonnin			0,527	527,04	654,8	0,825	1,902	Oui	1,255	Oui			
	Bedjaoui			0,669	669,349	654,8	0,825	1,902	Oui	1,255	Oui			

CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT)

Forage-PND

Désignation	Débit (m3/h)	Débit (m3/s)	Dint (mm)	U (m/s)	Longueur (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΣΔH	Côte Bâche (m)	Côte ND (m)	Hg (m)	HMT Calcul (m)	HMT Retenue (m)
F1-PND	150	0,042	290,6	0,628	1165	3,4412E-06	182559,008	0,0158	0,0011	1,403	68	4	64	65,403	66
F2-PND	250	0,069	368,2	0,652	3918	2,7159E-06	240139,633	0,0150	0,001	3,806	68	-27	95	98,806	99
F3-PND	250	0,069	368,2	0,652	3202	2,7159E-06	240139,633	0,0150	0,001	3,110	68	-20	88	91,110	92
F4-PND	200	0,056	327,4	0,660	2261	3,0544E-06	216052,322	0,0153	0,001	2,580	68	-20	88	90,580	91
F5-PND	150	0,042	290,6	0,628	1341	3,4412E-06	182559,008	0,0158	0,0011	1,615	68	-12	80	81,615	82

Annexe 4 : Vérification du coup de bélier et dimensionnement des réservoirs anti-bélier

VERIFICATION DU COUP DE BELIER

Désignation	Débit (m3/h)	Débit (m3/s)	Dext (mm)	Dint (mm)	e (m)	Uo (m/s)	HMT (m)	C (m/s)	ΔP (m)	Ho (m)	Pmax (m)	Pmax / PN	Pmin (m)	Coup de Bélier (Surpression)	Coup de Bélier (Dépression)
F1-PJ2	150	0,042	355	290,6	0,032	0,628	65	313,04	20,047	25	45,047	0,282	4,953	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
F2-PJ1	250	0,069	450	368,2	0,040	0,652	98	313,41	20,837	60	80,837	0,505	39,163	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
F3-PJ1	250	0,069	450	368,2	0,040	0,652	91	313,41	20,837	51	71,837	0,449	30,163	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
F4-PJ3	200	0,056	400	327,4	0,036	0,660	90	313,14	21,064	50	71,064	0,444	28,936	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
F5-PJ4	150	0,042	355	290,6	0,032	0,628	81	313,04	20,047	41	61,047	0,382	20,953	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
PJ1-PJ2	500	0,139	560	458,4	0,051	0,842	98	313,06	26,857	53	79,85711	0,499	26,143	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE

PJ2-PJ3	700	0,194	630	515,6	0,057	0,931	90	313,22	29,735	45	74,73523	0,467	15,265	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE
PJ3-PJ4	850	0,236	800	654,8	0,073	0,701	81	313,14	22,381	36	58,381	0,365	13,619	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE
PJ4-PND	1000	0,278	800	654,8	0,073	0,825	81	313,14	26,331	36	62,33058	0,390	9,669	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREDICIABLE

Annexe 5 : Dimensionnement des conduites d'adduction

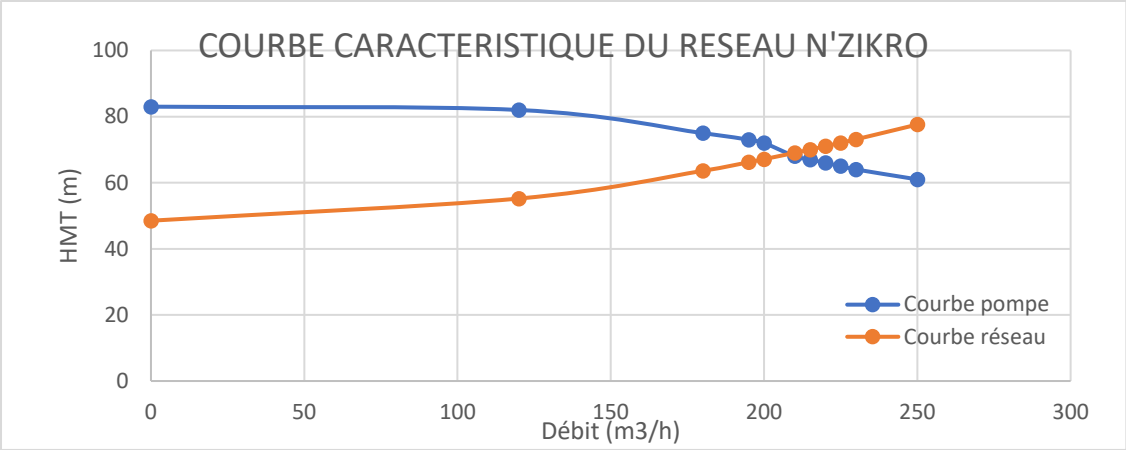
CONDUITE D'ADDUCTION PEHD PND-CHÂTEAU D'EAU CE

Désignation	Formules	Débit (m3/h)	Débit (m3/s)	Dth (mm)	DN (mm)	Dint (mm)	U (m/s)	Condition GLS	Vérification	Condition de Flamant	Vérification	Choix	Formule	Choix de la Conduite
PND-CE Assouba	Bresse	921,825	0,256	759,04	800	654,8	0,760	1,902	Oui	1,255	Oui	654,8	Bedjaoui	PEHD DN800 PN16
	Bresse modifié			527,06	710	581	0,966	1,846	Oui	1,181	Oui			
	Munier			708,44	800	654,8	0,760	1,902	Oui	1,255	Oui			
	Bonnin			506,03	630	515,6	1,226	1,792	Oui	1,116	**Non**			
	Bedjaoui			642,65	800	654,8	0,760	1,902	Oui	1,255	Oui			
SR-CE Maferé	Bresse	194,421	0,054	348,59	450	368,2	0,507	1,647	Oui	0,968	Oui	327,4	Bresse modifié	PEHD DN400 PN16
	Bresse modifié			313,73	400	327,4	0,641	1,600	Oui	0,927	Oui			
	Munier			325,35	400	327,4	0,641	1,600	Oui	0,927	Oui			
	Bonnin			232,39	315	257,8	1,035	1,507	Oui	0,858	**Non**			
	Bedjaoui			295,14	400	327,4	0,641	1,600	Oui	0,927	Oui			

PND-CE N'Zikro	Bresse	192,921	0,054	347,24	450	368,2	0,503	1,647	Oui	0,9682	Oui	327,4	Bresse modifié	PEHD DN400 PN16
	Bresse modifié			312,92	400	327,4	0,637	1,600	Oui	0,9274	Oui			
	Munier			324,09	400	327,4	0,637	1,600	Oui	0,9274	Oui			
	Bonnin			231,49	315	257,8	1,027	1,507	Oui	0,8578	**Non**			
	Bedjaoui			294,00	400	327,4	0,637	1,600	Oui	0,9274	Oui			

CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT)

Désignation	Débit (m3/h)	Débit (m3/s)	Dint (mm)	Longueur (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΣΔH	H Trop plein (m)	PBE (m)	Hg (m)	HMT Calcul (m)	HMT Retenue (m)
PND-CE Principal	921,825	0,256	654,8	11658	1,53E-06	497906,26	0,0131	0,0006	7,567	121	60,5	60,5	68,067	69
SR-CE Maferé	194,421	0,054	327,4	10430	3,05E-06	210025,25	0,0154	0,001	11,310	125	69,5	55,5	66,810	68
PND-CE N'Zikro	192,921	0,054	327,4	10443	3,05E-06	208405,25	0,0154	0,001	11,167	109	60,5	48,5	59,667	61



VERIFICATION DU COUP DE BELIER

Désignation	Débit (m3/h)	Débit Pompe (m3/h)	Dint (mm)	e (m)	Uo (m/s)	HMT (m)	C (m/s)	ΔP (m)	Ho (m)	Pmax (m)	Pmax / PN	Pmin (m)	Coup de Bélier (Surpression)	Coup de Bélier (Dépression)
PND-CE Assouba	925	308,33	654,8	0,073	0,763	69	313,14	24,356	69	93,356	0,583	44,644	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
SR-CE Maferé	198	198	327,4	0,036	0,653	68	313,14	20,854	68	88,854	0,555	47,146	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE
PND-CE N'Zikro	201	201	327,4	0,036	0,663	61	313,14	21,170	61	82,170	0,514	39,830	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE	COUP DE BELIER NON PREJUDICIABLE

Annexe 6 : Dimensionnement du réseau de distribution primaire

PREMIERE LIGNE DE DISTRIBUTION L1 CE Assouba															
Tronçons	Qroute (m3/h)	Qaval (m3/h)	Qfictif (m3/h)	Qfictif (m3/s)	Dth (m)	Dint (mm)	U (m/s)	Longueur (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΔH	ΣΔH	Choix
R-1	0,0	1164,3	1164,3	0,3	0,6	625,8	1,1	31,5	1,119E-05	658013,10	0,01	0,00	0,04	0,04	PEHD DN710 PN10
N1-N2	0,0	182,8	182,8	0,1	0,3	277,6	0,8	488,0	2,522E-05	232891,07	0,02	0,00	1,05	1,09	PEHD DN315 PN10
N2-N3	19,9	76,6	87,5	0,0	0,2	184,0	0,9	10906,0	3,804E-05	168172,79	0,02	0,00	44,64	45,73	PEHD DN225 PN16
N3-N4	0,0	76,6	76,6	0,0	0,2	198,2	0,7	1294,0	3,532E-05	136627,02	0,02	0,00	2,92	48,64	PEHD DN225 PN10
N1-N7	0,0	981,5	981,5	0,3	0,6	654,8	0,8	5573,0	1,069E-05	530137,50	0,01	0,00	4,08	4,12	PEHD DN800 PN16
N7-N8	5,5	1,8	4,8	0,0	0,0	73,6	0,3	11419,0	9,511E-05	23041,99	0,02	0,00	21,25	25,36	PEHD DN90 PN16
N7-N9	0,0	974,2	974,2	0,3	0,6	654,8	0,8	508,0	1,069E-05	526210,62	0,01	0,00	0,37	4,48	PEHD DN800 PN16
N9-N10	0,0	700,8	700,8	0,2	0,5	515,6	0,9	1913,0	1,358E-05	480749,69	0,01	0,00	2,39	6,88	PEHD DN630 PN16
N9-N11	0,0	273,4	273,4	0,1	0,3	327,4	0,9	5302,0	2,138E-05	295321,23	0,01	0,00	10,67	15,15	PEHD DN400 PN16
N11-N12	0,0	68,3	68,3	0,0	0,2	163,6	0,9	5506,0	4,279E-05	147672,00	0,02	0,00	25,37	40,52	PEHD DN200 PN16
N11-N13	10,7	194,4	200,3	0,1	0,3	290,6	0,8	13598,0	2,409E-05	243750,82	0,01	0,00	27,63	42,78	PEHD DN355 PN16
N13-N14	0,0	185,1	185,1	0,1	0,3	257,8	1,0	8582,0	2,715E-05	253947,85	0,01	0,00	26,90	69,68	PEHD DN315 PN16

Piquages Ligne 1(CE Assouba)

Tronçons	Localités	Q (m3/h)	Qt (m3/s)	Dth (m)	Dth (mm)	Dint (mm)	U (m/s)	L (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΔH	Choix
N1-N2	Assouba	86	0,024	0,17	174,8	176,2	0,984	72,4	3,97276E-05	173354,5	0,016	0,004	0,356	PEHD DN200 PN10
N2-N3	Ayebo	10	0,003	0,06	59,8	79,2	0,570	53,6	8,83838E-05	45139,4	0,021	0,004	0,262	PEHD DN90 PN10
	Adaou	10	0,003	0,06	58,7	79,2	0,550	62,6	8,83838E-05	43573,1	0,021	0,004	0,287	PEHD DN90 PN10
N7-N8	Biaka	2	0,000	0,02	23,5	55,4	0,180	50,6	0,000126354	9974,9	0,031	0,001	0,051	PEHD DN63 PN10
	Koukouramdoumni	2	0,001	0,03	28,8	55,4	0,271	58,5	0,000126354	15013,2	0,028	0,002	0,121	PEHD DN63 PN10
	Gnamienkro	2	0,000	0,02	23,7	55,4	0,183	57,8	0,000126354	10127,6	0,031	0,001	0,060	PEHD DN63 PN10
N11-N13	Sahouman	8	0,002	0,05	54,0	55,4	0,951	53,8	0,000126354	52699,0	0,021	0,017	1,011	PEHD DN63 PN10
	Kassikro	2	0,001	0,03	29,1	55,4	0,276	58	0,000126354	15293,1	0,028	0,002	0,124	PEHD DN63 PN10
	Moyassue	12	0,003	0,07	66,3	79,2	0,700	70,3	8,83838E-05	55463,1	0,020	0,006	0,495	PEHD DN90 PN10

Distribution CE Maferé

Qadd (m3/h)	194,421

Tronçons	Qroute (m3/h)	Qaval (m3/h)	Qfictif (m3/h)	Qfictif (m3/s)	Dth (m)	Dint (mm)	U (m/s)	L (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΔH	Choix
R-1	0	259,2	259,2	0,072	0,303	312,8	0,937	31,8	2,238E-05	293104,2	0,0145	0,002	0,072	PEHD DN355 PN10
N1-N2	0	246,8	246,8	0,069	0,295	312,8	0,892	67,4	2,238E-05	279061,1	0,0146	0,002	0,140	PEHD DN355 PN10
N1-N3	0	12,4	12,4	0,003	0,066	102,2	0,421	7882	6,849E-05	42981,2	0,0215	0,002	16,434	PEHD DN125 PN16

DEUXIEME LIGNE DE DISTRIBUTION L2 CE2 N'Zikro

Tronçons	Qroute (m3/h)	Qaval (m3/h)	Qfictif (m3/h)	Qfictif (m3/s)	Dth (m)	Dint (mm)	U (m/s)	L (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΔH	Choix
R-1	0,0	257,2	257,2	0,071	0,302	312,8	0,930	72,2	2,238E-05	290843,5	0,0145	0,002	0,162	PEHD DN355 PN10
N1-N2	0,0	257,2	257,2	0,071	0,302	312,8	0,930	225	2,238E-05	290843,5	0,0145	0,002	0,505	PEHD DN355 PN10
N2-N3	0,0	164,2	164,2	0,046	0,241	246,8	0,954	349	2,836E-05	235349,4	0,0151	0,003	1,086	PEHD DN280 PN10
N3-N4	7,6	16,6	20,8	0,006	0,086	110,2	0,605	6324	6,352E-05	66710,9	0,0195	0,003	22,967	PEHD DN125 PN10

Diamètre des piquages CE2

Tronçons	Localités	Q (m3/h)	Qt (m3/s)	Dth (m)	Dint (mm)	U (m/s)	Longueur (m)	K/D	Re	Lamda	ΔH unitaire	ΔH	Choix
N1-N2	N'Zikro	93	0,026	0,181	198,2	0,837	109	3,53179E-05	165951,6	0,0161	0,003	0,349	PEHD DN225 PN10
N2-N3	Ahigbekoffikro	140	0,039	0,223	246,8	0,813	84,9	2,8363E-05	200683,4	0,0155	0,002	0,198	PEHD DN280 PN10
N3-N4	Babadougou	8	0,002	0,052	66	0,614	78,6	0,000106061	40540,1	0,0218	0,006	0,549	PEHD DN75 PN10

Annexe 7 : Côtes fonctionnelles

REFOULEMENT

Forage 1 -PND			Forage 2 -PND			Forage 3 -PND		
Exhaure : Forage			**Exhaure : Forage**			**Exhaure : Forage**		
Cote ND max	4	m	Cote ND max	-27	m	Cote ND max	-20	m
Diamètre piquage Forage	290,6	mm	Diamètre piquage Forage	368,2	mm	Diamètre piquage Forage	368,2	mm
Diamètre conduite-PND		mm	Diamètre conduite-PND		mm	Diamètre conduite-PND		mm
Linéaire	1165	m	Linéaire	3918	m	Linéaire	3202	m

Débit	150	m3/h	Débit	250	m3/h	Débit	250	m3/h
Masse volumique	1000	kg/m3	Masse volumique	1000	kg/m3	Masse volumique	1000	kg/m3
Pesanteur	9,81	m2/s	Pesanteur	9,81	m2/s	Pesanteur	9,81	m2/s
Rendement pompe catalogue	75	%	Rendement pompe catalogue	82,5	%	Rendement pompe catalogue	82,5	%
Rendement moteur	86	%	Rendement moteur	87	%	Rendement moteur	87	%
Restitution	**PND**		**Restitution**	**PND**		**Restitution**	**PND**	
Cote TN	64	m	Cote TN	64	m	Cote TN	64	m
Hauteur VEB/TN	4	m	Hauteur VEB/TN	4	m	Hauteur VEB/TN	4	m
Cote restitution	68	m	Cote restitution	68	m	Cote restitution	68	m
Hg	64	m	Hg	95	m	Hg	88	m
Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m	Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m	Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m
PDC_total	1,403	m	PDC_total	3,806	m	PDC_total	3,110	m
HMT calculée	65,403	m	HMT calculée	98,806	m	HMT calculée	91,110	m
HMT Retenue	66	**m**	HMT Retenue	99	**m**	HMT Retenue	92	**m**
Puissance Hydraulique calcul	26,57	**KW**	Puissance Hydraulique calcul	66,763	**KW**	Puissance Hydraulique calcul	61,99	**KW**
Puissance pompe catalogue	34	**KW**	Puissance pompe catalogue	87	**KW**	Puissance pompe catalogue	88	**KW**
Puissance moteur catalogue	45	**KW**	Puissance moteur catalogue	92	**KW**	Puissance moteur catalogue	92	**KW**
1x150 m³/h à 66 m (1+1 secours)			**1x250 m³/h à 99 m (1+1 secours)**			**1x250 m³/h à 92 m (1+1 secours)**		

Forage 4 -PND			Forage 5 -PND		
Exhaure : Forage			**Exhaure : Forage**		
Cote ND max	-20	m	Cote ND max	-12	m
Diamètre piquage Forage	327,4	mm	Diamètre piquage Forage	290,6	mm
Diamètre conduite-PND		mm	Diamètre conduite-PND		mm
Linéaire	2261	m	Linéaire	1341	m
Débit	200	m3/h	Débit	150	m3/h
Masse volumique	1000	kg/m3	Masse volumique	1000	kg/m3
Pesanteur	9,81	m2/s	Pesanteur	9,81	m2/s
Rendement pompe catalogue	85	%	Rendement pompe catalogue	80	%
Rendement moteur	87	%	Rendement moteur	87	%
Restitution	PND		**Restitution**	PND	
Cote TN	64	m	Cote TN	64	m
Hauteur VEB/TN	4	m	Hauteur VEB/TN	4	m
Cote restitution	68	m	Cote restitution	68	m
Hg	88	m	Hg	80	m
Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m	Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m
PDC_total	2,580	m	PDC_total	1,615	m
HMT calculée	90,580	m	HMT calculée	81,615	m
HMT Retenue	91	**m**	HMT Retenue	82	**m**
Puissance Hydraulique calcul	49,05	**KW**	Puissance Hydraulique calcul	33,109	**KW**
Puissance pompe catalogue	67	**KW**	Puissance pompe catalogue	42	**KW**
Puissance moteur catalogue	75	**KW**	Puissance moteur catalogue	45	**KW**
1x200 m³/h à 91 m (1+1 secours)			**1x150 m³/h à 82 m (1+1 secours)**		

ADDUCTION

Ligne 1 : PND-CE 5000 m3 Assouba			Ligne 3 : SR-CE 1000 m3 Maferé			Ligne 2 : PND-CE 1000 m3 N'Zikro		
PND			**Station de Reprise SR**			**PND**		
Cote TN	64	m	Cote TN	71	m	Cote TN	64	m
Cote Bâche (PBE)	60,5	m	Cote Bâche (PBE)	69,5	m	Cote Bâche (PBE)	60,5	m
Diamètre	654,8	mm	Diamètre	327,4	mm	Diamètre	327,4	mm
Linéaire	11658	m	Linéaire	10430	m	Linéaire	10443	m
Débit	921,825	m3/h						
Débit par pompe	307,275	m3/h	Débit total	194,421	m3/h	Débit total	192,921	m3/h
Masse volumique	1000	kg/m3	Masse volumique	1000	kg/m3	Masse volumique	1000	kg/m3
Pesanteur	9,81	m2/s	Pesanteur	9,81	m2/s	Pesanteur	9,81	m2/s
Rendement pompe catalogue	78	%	Rendement pompe catalogue	76	%	Rendement pompe catalogue	75,6	%
Rendement moteur catalogue	94,5	%	Rendement moteur catalogue	93,2	%	Rendement moteur catalogue	93,2	%
Restitution	CE		**Restitution**	CE		**Restitution**	CE	
Cote TN	87	m	Cote TN	106	m	Cote TN	90	m
Hauteur Sous Radier	30	m	Hauteur Sous Radier	15	m	Hauteur Sous Radier	15	m
Hauteur Utile	4	m	Hauteur Utile	4	m	Hauteur Utile	4	m
Cote Trop Plein	121	m	Cote Trop Plein	125	m	Cote Trop Plein	109	m
Hg	60,5	m	Hg	55,5	m	Hg	48,5	m
Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m	Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m	Perte de charge linéaire unitaire	0,001	m
PDC_total	7,567	m	PDC_total	11,310	m	PDC_total	11,167	m
HMT calculée	68,067	m	HMT calculée	66,810	m	HMT calculée	59,667	m

HMT Retenue	69	**m**	HMT Retenue	68	**m**	HMT Retenue	61	**m**
Puissance Hydraulique calcul	57,775	**KW**	Puissance Hydraulique calcul	36,026	**KW**	Puissance Hydraulique calcul	32,068	**KW**
Puissance pompe catalogue	75	**KW**	Puissance pompe catalogue	45	**KW**	Puissance pompe catalogue	42	**KW**
Puissance moteur catalogue	90	**KW**	Puissance moteur catalogue	55	**KW**	Puissance moteur catalogue	55	**KW**
3x307,275 m³/h à 69 m (3+1 secours)			**1x194,421 m³/h à 68 m (1+1 secours)**			**1x192,921 m³/h à 61 m (1+1 secours)**		

Annexe 8 : Calculs détaillés du PND

TRAITEMENT DE L'EAU AU POSTE DE NEUTRALISATION ET DE DESINFECTION (PND)

ETAPE 1: DESORPTION DE CO2-Procédé S4-OQPTM (OCSI-Brevet OAPI n°17250)

1.Repartition des débits

Paramètre	valeur	unité	source
Débit total Q0	1000	m³/h	
Débit Stripé Q1	747	m³/h	Résultat modélisation S4-OQP™ (OCSI)
Débit stripé par colonne (Q1/2)	373,5	m³/h	
Débit by-pass Q2	253	m³/h	
CO2 après mitigeage	44,962	mg/L	
CO2 retenu après mitigeage	45	mg/L	

2. DÉBIT D'AIR DE STRIPAGE (Logiciel VFF-Füllkörper-Software 3.34)

Paramètre	valeur	unité	source
Q_air simulation initiale (VFF, 1013 mbar, 26°C)	13000	m³/h	Résultat simulation logiciel VFF-Füllkörper-Software 3.34
Pression P1 (atmosphérique)	101300	Pa	Standard
Δp surpresseur	40000	Pa	OCSI 2025
Pression P2 = P1 + Δp	141300	Pa	Calcul
Température T1 (26°C → K)	299	K	Standard
Température T2 (58°C → K)	331	K	OCSI 2025
Q_air corrigé loi gaz parfaits	10317,332	m³/h	Calcul loi gaz parfait
Facteur correction thermique (32°C gain)	6		
Q_air après correction thermique	1719,555	m³/h	Calcul
Réduction garnissage VSP50P (50%)	50%		Fournisseur garnitures
Marge de sécurité	1,25		OCSI 2025
Q_air FINAL à 58°C	1074,722	m³/h	Calcul
Q_air FINAL Retenu à 58°C	1268	m³/h	OCSI 2025

3. CARACTÉRISTIQUES COLONNE (Résultats logiciel VFF 3.34 - Standard fournisseur)

Paramètre	valeur	unité	source	Remarque
Nombre de colonnes	2	-	OCSI 2025	2 colonnes en parallèle
Diamètre colonne DN	2400	mm	Logiciel VFF 3.34	Standard fournisseur
Hauteur garnissage	1000	mm	Logiciel VFF 3.34	Standard fournisseur

Type de garnissage	Anneaux Raschig VSP50P	-	Standard fournisseur	Polypropylène
Pertes de charges	295,4	Pa	Logiciel VFF 3.34	
Capacité nominale/colonne	1000	m³/h	OCSI 2025	Standard OCSI
Capacité nominale totale	2000	m³/h	OCSI 2025	Extensible

ÉTAPE 2 : DÉSINFECTION - Électrolyseur OSEC-B (EVOQUA®)

CALCUL DOSE ET DÉBIT POMPE DOSEUSE

Paramètre	valeur	unité	source
Débit total Q0	1000	m³/h	
Dose NaClO	1	g/m³	OCSI 2025
Besoin horaire NaClO	1	Kg/h	
Besoin horaire NaClO	1000	g/h	
Besoin journalier NaClO	20	Kg	
Concentration NaClO produit	10	g/l	OCSI 2025
Débit de la pompe doseuse	100	l/h	

ÉQUIPEMENTS (Standard fournisseur EVOQUA®)

Équipement	Caractéristique	Valeur	Source
Électrolyseur	Modèle	OSEC-B EVOQUA®	Standard fournisseur
Électrolyseur		2 500 g Cl2/h	Standard fournisseur
Bac stockage NaClO	Volume	4 700 L (utile 4 150 L)	Standard fournisseur livré avec électrolyseur OSEC-B
Pompes doseuses	Modèle	1+1 (secours) x CHEM-AD™ série D	Débit calculé = 100 L/h → Standard 125-160 L/h (EVOQUA®)
Pompes doseuses	Pression	4 bar	Standard catalogue EVOQUA®
Chlore résiduel cible	Valeur	0,5 – 1,0 mg/L	Norme OMS eau potable

Vérification

Paramètre	valeur	unité
Temps autonomie	41,5	heure
Autonomie du Bac	2,075	Jours

ÉTAPE 3 : MISE À L'ÉQUILIBRE CALCO-CARBONIQUE - Modèle LPL (OCSI 2025)

1. CALCUL DOSE DE CHAUX (Modèle Legrand-Poirier-Leroy - LPL)

Paramètre	valeur	unité	source
Débit total Q0	1000	m³/h	
[Ca^{2+}] brut (mg/L)	1,2	mg/L	Analyse physico-chimique
Masse molaire Ca (M_Ca)	40	g/mol	chimie-standard
[Ca^{2+}] initial (mmol/L)	0,03	mmol/L	
[Ca^{2+}] final au point d'équilibre (LPL)	0,509	mmol/L	Modèle LPL-OCSI 2025
Δ[Ca^{2+}]	0,479	mmol/L	
Masse molaire CaO (M_CaO)	56	g/mol	
Dose CaO	26,824	g/m³	Calcul LPL
Dose CaO retenue	27	g/m³	

2. CALCUL DÉBIT POMPE ET CONSOMMATION

Paramètre	valeur	unité	source
Masse horaire CaO	27000	g/h	
Masse horaire CaO	27	kg/h	
Masse journalière CaO	540	kg/j	
Concentration lait de chaux	50	g/L	Fournisseur IMS®
Débit pompe doseuse CaO	540	L/h	

3. SILO DE STOCKAGE ET CUVE LAIT DE CHAUX

Paramètre	valeur	unité	source
Capacité silo	10	m³	Standard Fournisseur
Densité chaux vive	0,9	t/m³	Standard Fournisseur
Masse chaux dans silo	9000	kg	calcul
Autonomie Silo	16,66	jours	

4. CUVE LAIT DE CHAUX

Paramètre	valeur	unité	source
Production extincteur IMS® A-758	130	kg/h CaO	Fournisseur IMS®
Débit production lait de chaux	2600	L/h	
Volume accumulé par heure	2060	L/h	
Durée min fonctionnement IMS®	0,25	h	Fournisseur IMS®
Volume minimum cuve	515	L	
Cuve retenue	**3000**	L	Standard OCSI/IMS®
Autonomie cuve (durée stockage)	87,39	min	calcul

Annexe 9 : Représentation schématique complet d'extincteur de chaux vive

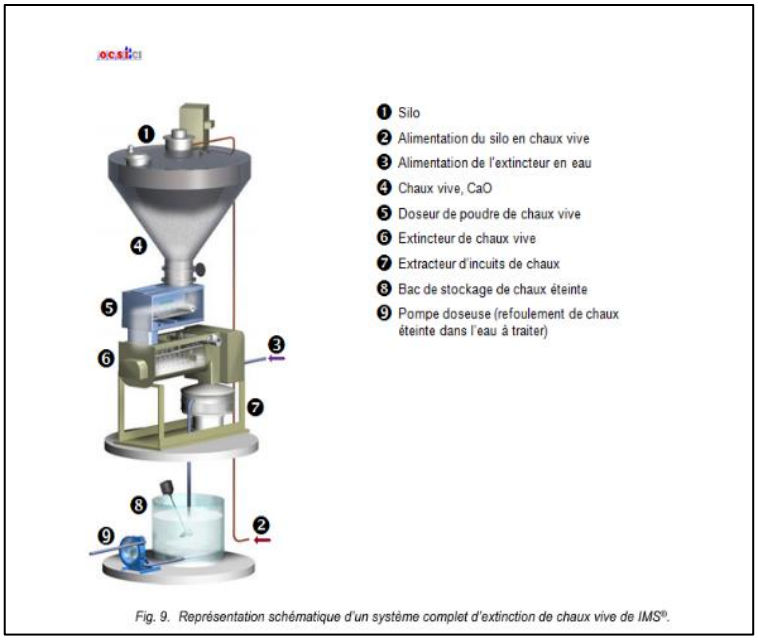
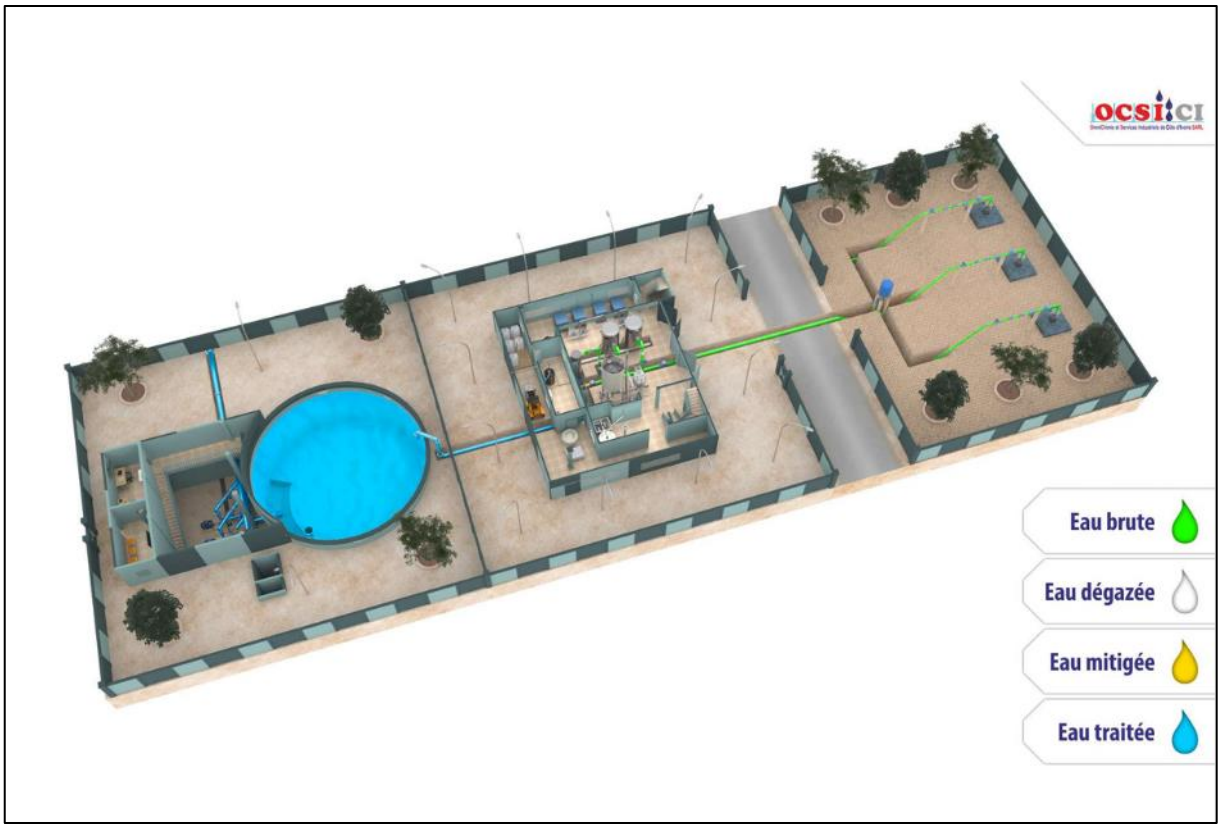
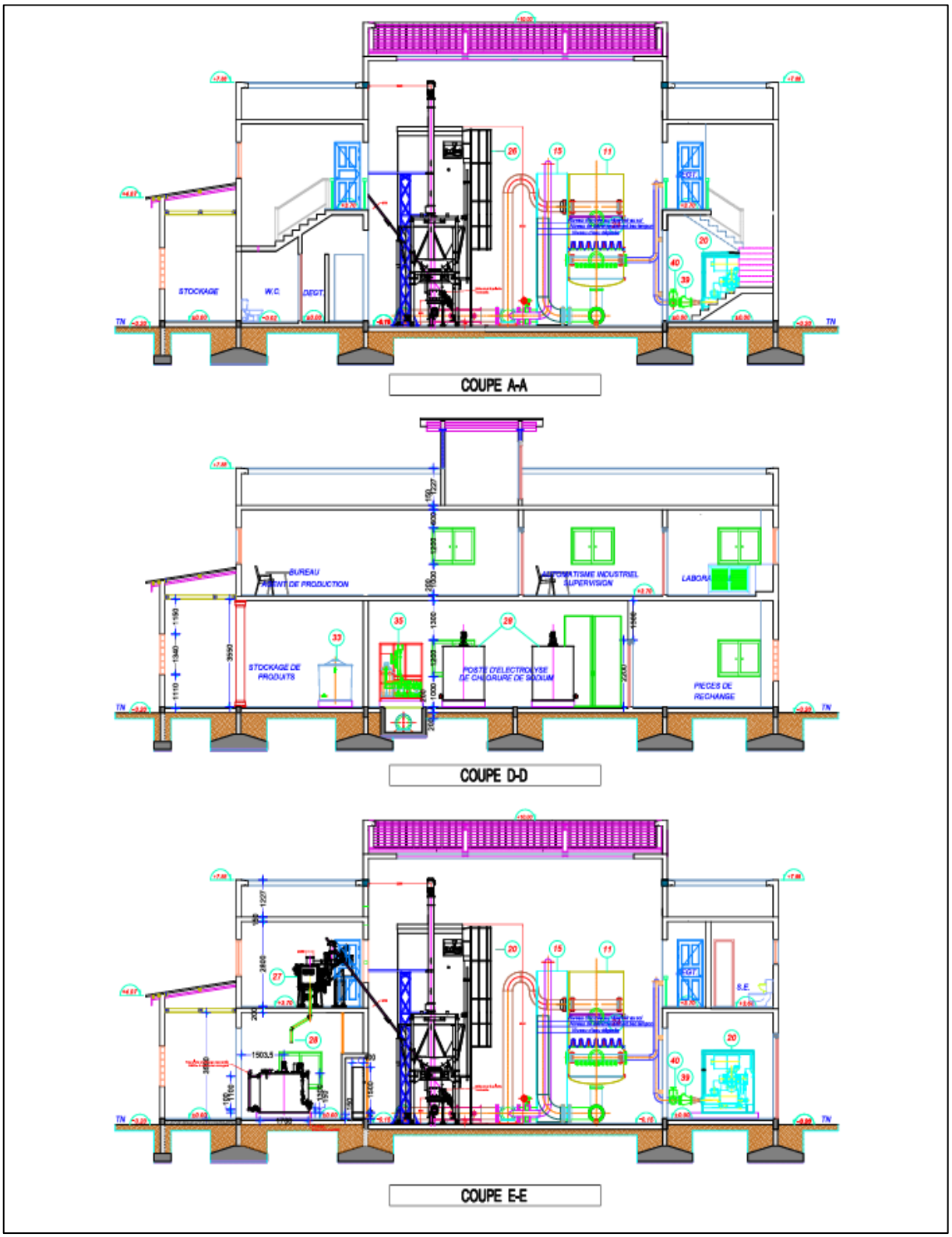


Fig. 9. Représentation schématique d'un système complet d'extinction de chaux vive de IMS®.

Annexe 10 : Vue en plan du bâtiment abritant le Poste de Neutralisation et de Désinfection (PND) – source : OCSI (2025)



Annexe 11 : Coupes transversales du bâtiment abritant le PND d'Aboisso – source : OCSI (2025)



Annexe 12 : Détermination du nombre de Reynolds et du coefficient de frottement

- **Détermination du nombre de Reynolds**

Le nombre de Reynolds est un paramètre adimensionnel fondamental en hydraulique, permettant de caractériser le régime d'écoulement du fluide dans la conduite. Il permet notamment de distinguer les régimes laminaire, transitoire ou turbulent, ce qui est essentiel pour le choix de la relation appropriée de calcul du coefficient de frottement.

Le nombre de Reynolds est déterminé à partie de la relation suivante :

Formule	Paramètres
$Re = \frac{V\ x\ Dint}{\nu}$	**Re** : Le Nombre de Reynolds ; **V** : vitesse d'écoulement (m/s) ; $\mathbf{D_{int}}$: Diamètre intérieure de la conduite (m) ; $\boldsymbol{\nu}$: Viscosité cinématique du fluide (m2/s).

Équation 32:Calcul du nombre de Reynolds

Dans le cadre de cette étude, le calcul du nombre de Reynolds permettra de vérifier le régime d'écoulement dans la conduite de refoulement et d'adopter la formule adéquate pour la détermination du coefficient de frottement. Selon la valeur obtenue :

Si **Re < 2000**, L'écoulement est laminaire ; Si $\mathbf{10^4 < Re < 10^5}$, L'écoulement est transitoire ;

Si $\mathbf{Re \geq 10^5}$, L'écoulement est turbulent. (FAYE, 2021).

- **Détermination du coefficient de frottement**

Le coefficient de frottement, noté λ, est un paramètre essentiel dans le calcul des pertes de charge linéaires au sein d'une conduite. Sa valeur dépend à la fois du régime d'écoulement du fluide, caractérisé par le nombre de Reynolds, et de la rugosité relative de la conduite. Dans le cas d'un écoulement en régime turbulent, le coefficient de frottement est déterminé à l'aide de la formule implicite de Colebrook-White, qui s'écrit comme suit :

Formule	Paramètres
$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2log_{10}(\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}})$ Aussi, $\lambda = \frac{0,25}{[\log(\frac{K}{3,71D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}})]^2}$	$\boldsymbol{\lambda}$: Coefficient de frottement ; **K** : Rugosité absolue ; **D** : Diamètre intérieure de la conduite (m) ; **Re** : Nombre de Reynolds ; **k/D** : Rugosité Relative.

Équation 33: Calcul du coefficient de frottement

Annexe 13 : Détermination des caractéristiques de la pompe

- **Détermination du nombre spécifique et la nature de la pompe**

Le nombre spécifique permet de caractériser le type de pompe adapté au système. Il est déterminé par la relation suivante :

Formule	Paramètres
$N_s = \frac{N\ x\ \sqrt{Qp}}{Hp^{0,75}}$	**N_s** : Nombre spécifique ; **N** : La vitesse de rotation (tr/min) **H_p** : Hauteur Manométrique de la Pompe (m) ; **Q_p** : Débit de la pompe (m^3/h).

Équation 34: Calcul du nombre spécifique

La valeur obtenue permet d'identifier la nature de la pompe à adopter selon la convention suivante :

- Les pompes centrifuges multicellulaire correspondent au domaine Ns ≤ 20 ;
- Les pompes centrifuges monocellulaires correspondent au domaine 20 < Ns ≤ 50 ;
- Les pompes centrifuges à double corps correspondent au domaine 50 <Ns ≤ 100 ;
- Les pompes hélico-centrifuges correspondent au domaine intermédiaire 100 <Ns ≤ 150 ;
- Les pompes à hélices correspondent au domaine Ns > 150.

- **Dimensionnement de la roue de la pompe**

Le dimensionnement de la pompe est basé sur les relations théoriques reliant les caractéristiques hydrauliques aux dimensions de la roue. A partir du nombre spécifique et des paramètres de fonctionnement, un diamètre spécifique est d'abord déterminé, puis utilisé pour calculer le diamètre de la roue de la pompe. Cette étape reste purement théorique et permet uniquement d'estimer les dimensions caractéristiques de l'organe de pompage.

Ces différentes formules se présentent comme suit :

Formule	Paramètres
Si Ns < 80 alors $Ds = 60.333 * Ns^{-0.876}$ Si Ns ≥ 80 alors $Ds = 9.255 * Ns^{-0.445}$ $D = \frac{Ds\ x\ \sqrt{Qp}}{Hp^{0.25}}$ $\eta = 0.8987\ x\ (1 - e^{-0.0779Ns})$	**N_s** : Nombre spécifique ; **D_s** : Diamètre Spécifique théorique de la pompe (m) ; **D** : Diamètre approché de la roue de pompe (m) ; **H_p** : HMT de la pompe (m) ; **Q_p** : Débit de la pompe (m^3/h)

	η_p : rendement théorique de la pompe (%).

Équation 35: Calcul du diamètre de roue de la pompe

- **Choix des caractéristiques de la pompe sur catalogue**

Le choix final de la pompe est effectué à partir des catalogues des constructeurs, en se basant sur les caractéristiques hydrauliques du système, notamment le débit de projet et la hauteur manométrique totale (HMT). Dans le cadre de ce projet :

- La gamme GRUNDFOS SP est retenue pour les pompes immergées (forages),
- La gamme GRUNDFOS NK est retenue pour les pompes de surface.

Ce choix est justifié par leur adaptation aux conditions d'exploitation du projet, leur fiabilité et leur utilisation dans les systèmes de pompage d'eau potable.

- **Détermination de la charge nette d'aspiration disponible ($NPSH_d$)**

Le $NPSH_d$ caractérise la capacité d'aspiration de la pompe et permet d'évaluer le risque de cavitation. Une valeur insuffisante entraine la formation de bulle de vapeur dans la pompe, ce qui provoque des vibrations, une dégradation des performances et une usure prématurée des organes internes. Il est calculé par la formule suivante :

Formule	Paramètres
$NPSHd = \frac{P_A}{\varphi * g} - \frac{P_B}{\varphi * g} - H_A - \Delta H_A - \frac{V_e{}^2}{2 * g}$	**$NPSH_d$** : charge nette d'aspiration disponible (m) ; **H_A** : charge d'aspiration (m) ; **g** : accélérateur de pesanteur (m/s2) ; **φ** : masse volumique de l'eau (kg/m3) ; **P_A** : pression atmosphérique (m) ; **P_s** : pression de vapeur saturante (m) ; **ΔH_A** : perte de charge à l'aspiration (m).

Équation 36: charge nette d'aspiration disponible

La condition de non-cavitation à respecter impérativement est : **$NPSH_d > NPSH_{requis} + 0,5$ m,** Si cette condition n'est pas vérifiée, il existe un risque de cavitation et le choix de la pompe doit être revu.

Annexe 14 : Tableau des dispositifs de protection contre le coup de bélier

Tableau 34: Dispositif de protection contre le coup de bélier

Nom	Condition d'utilisation	Fonction	Rôle
Vanne à fermeture lente	Adduction gravitaire	-	Ecrêter les suppressions à l'amont d'une conduite
Volant d'inertie	Incompatible avec démarrage fréquent, à éviter avec pompe immergée	Augmentation du temps d'annulation du débit	Ecrêter les dépressions à l'aval de la pompe
Ballon anti bélier	Aucune restriction	Réserve de fluide pouvant s'écouler dans le réseau	Stockage / restitution d'Energie mécanique
Ventouse	Points hauts uniquement, évènements exceptionnels	Entrée d'air	Lutte contre les pressions inférieure à la pression atmosphérique
Soupape anti bélier	Aucune restitution	Evacuation d'un débit en fonction du dépassement d'une pression	Ecrêter les pressions trop fortes

Source : Dr. MOUNIROU, A.L. (2017). Cours Essentiel de Pompes et Stations de Pompage.

Le réservoir anti-bélier a été retenu comme dispositif principal de protection car : Il ne présente aucune restriction particulière d'utilisation, contrairement au volant d'inertie qui est incompatible avec les pompes immergées. Il assure simultanément la protection contre les surpressions et les dépressions par stockage et restitution d'Energie mécanique.

Annexe 15 : Méthode de dimensionnement du réservoir anti-bélier

III.2.7.1.8. Dimensionnement du réservoir anti-bélier par la méthode de Vibert

Cette méthode fournit le volume U_o au repos dans le réservoir.

Les calculs s'effectuerons selon les étapes suivantes :

Tableau 35: Dimensionnement du réservoir anti-bélier avec la méthode de Vibert

Formules	Paramètres
$P_0{}^* = P_0 + 10.33 \; avec \; P_0 = H_0 = HMT$ $P_{max}{}^* = \begin{cases} P_0{}^* + \Delta P_\lim * 10{,}19 \\ P_{\max_lim} * 10{,}19 + 10{,}33 \end{cases}$ Calcul $\frac{P_{max}{}^*}{P_0{}^*}$ Lire $\frac{P_{min}{}^*}{P_0{}^*}$ $sur\ l'abaque\ de\ Vibert$ $S = \frac{\pi D^2}{4} \; et \; Vo = \frac{Q_0}{S} = \frac{4 * Q_0}{\pi D^2}$ $Wo = \frac{S * L * {V_0}^2}{2 * g * P_0{}^* \left(\frac{P_0{}^*}{P_{min}{}^*} - 1 - \ln \frac{P_0{}^*}{P_{min}{}^*}\right)}$ $Wmax = Wo * \frac{P_0{}^*}{P_{min}{}^*}$ $W_{Retenu} = 1{,}12 * W_{max} \; ; 1{,}2 * W_{max}$	**S** : section de la conduite (m2) ; **L** : longueur de la conduite (m) ; **Vo** : vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ; **g** : accélération de pesanteur (9,81 m/s2) ; $\boldsymbol{P_0{}^*}$: Pression absolue normale dans la conduite au niveau du reservoir (m) ; $\boldsymbol{P_{min}{}^*}$: Pression absolu minimale admissible dans la conduite (m) ; $\boldsymbol{P_{max}{}^*}$: Pression absolue maximale admissible dans la conduite (m).

III.2.7.1.9. Dimensionnement du réservoir anti-bélier par la méthode de Puech et Meunier

Pour les conduites de longueur supérieure ou égale à 2km, la méthode de Vibert n'est plus suffisamment précise. On utilise les abaques de Puech et Meunier. La procédure de calcul est la suivante :

Calcul des paramètres adimensionnels A et K (abaque n°1 à 9) ; A partir de l'abaque D et de la valeur de K et compte tenu du profil en long de la conduite, choisir un paramètre B donnant une courbe de dépression acceptable le long de la conduite ; Déterminer le volume Wo à partir de B ; A partir des abaques 10 à 12, déterminer la perte de charge optimale pour l'orifice du clapet ; Vérifier que la pression minimale n'entraine pas de passage d'air dans la conduite ; Calculer le volume final W par la formule ci-dessous en appliquant un coefficient de sécurité

de 1,2. (Source : MOUNIROU, A. L. (2018). Cours Essentiel de Pompes et Stations de Pompages).

Ces étapes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 36: Dimensionnement du réservoir anti-bélier avec la méthode de Puech et Meunier

Formules	Paramètres
$A = \frac{c * V_0}{g * H_s^*}\ et$ $k = \frac{H_0^* - H_s^*}{H_s^*}$ $W = Wo(\frac{H_0^*}{H_{min}^*})^{1/12}$	**W_o** : volume du réservoir détermine à partir de l'abaque de Puech et Meunier (m3) ; **H_0^*** : hauteur manométrique (m) ; **C** : célérité de l'onde de pression (m/s) ; **V_o** : vitesse d'écoulement (m/s) ; **H_{min}^*** : Pression minimale admissible dans la conduite (m) ; **H_s^*** : hauteur manométrique statique (m).

Annexe 16 : Résultats des analyses physico-chimiques des eaux de surface (fleuve Bia)

- **Saison sèche**

Tableau 37: Paramètre Physico-chimiques _Fleuve Bia, saison sèche (2016-2024)

Paramètres	Unités	Norme OMS	Févr-16	Févr-19	Févr-21	Janv-22	Févr-23	Févr-24
Couleur	UCV	≤15	102	189	168	243	347	467
Turbidité	NTU	≤5	4	42	51	78.9	35.7	73.2
Ammonium (NH4+)	mg/L	≤1.5	0.56	0.03	1.06	1.48	0.91	1.12
Manganèse (Mn2+)	mg/L	≤0.4	0.086	0.04	0.12	0.31	0.155	0.167
Fer total (Fe)	mg/L	≤0.3	3.25	0.14	2.94	2.87	3.082	3.36
Hydrogène sulfuré (S2-)	mg/L	-	5	-	50	65	19	49

En saison sèche, la couleur a évolué de 102 à 467 UCV et la turbidité de 4 à 73,2 NTU (normes OMS : ≤ 15 UCV et ≤ 5 NTU). Le fer atteint 3,36 mg/L en 2024, soit plus de 11 fois la norme admissible (0,3 mg/L).

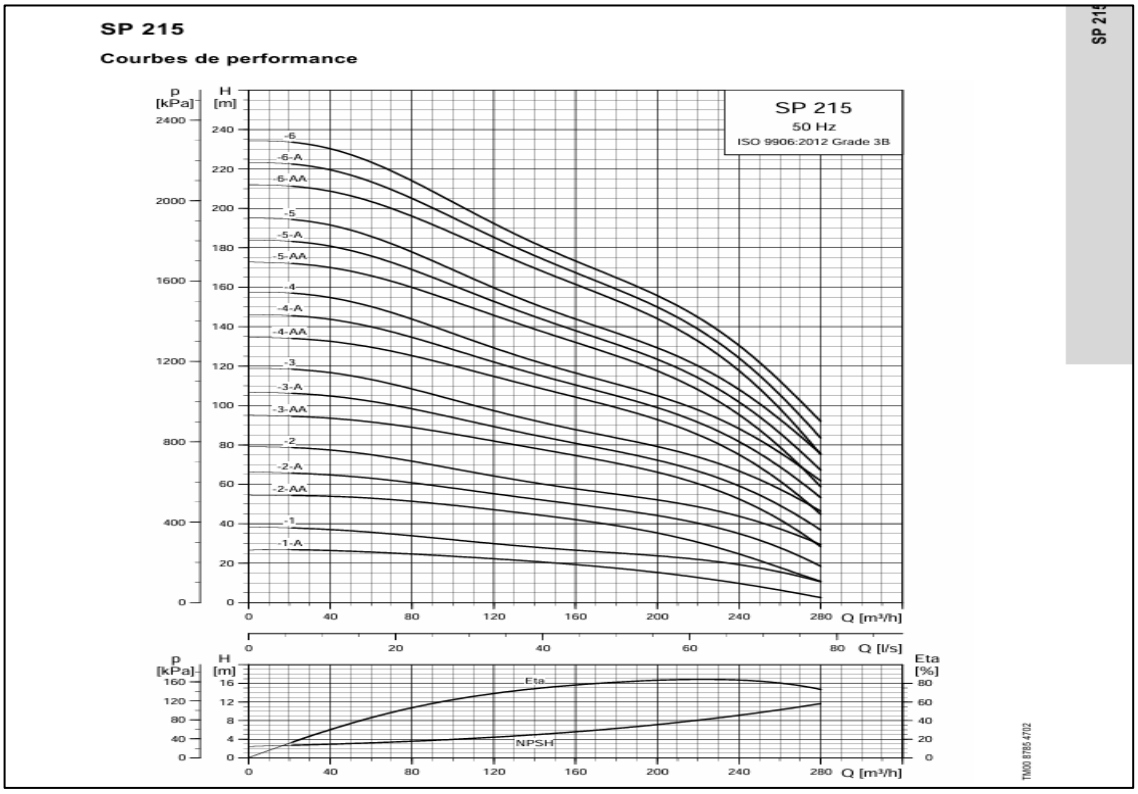
➢ **Saison des pluies**

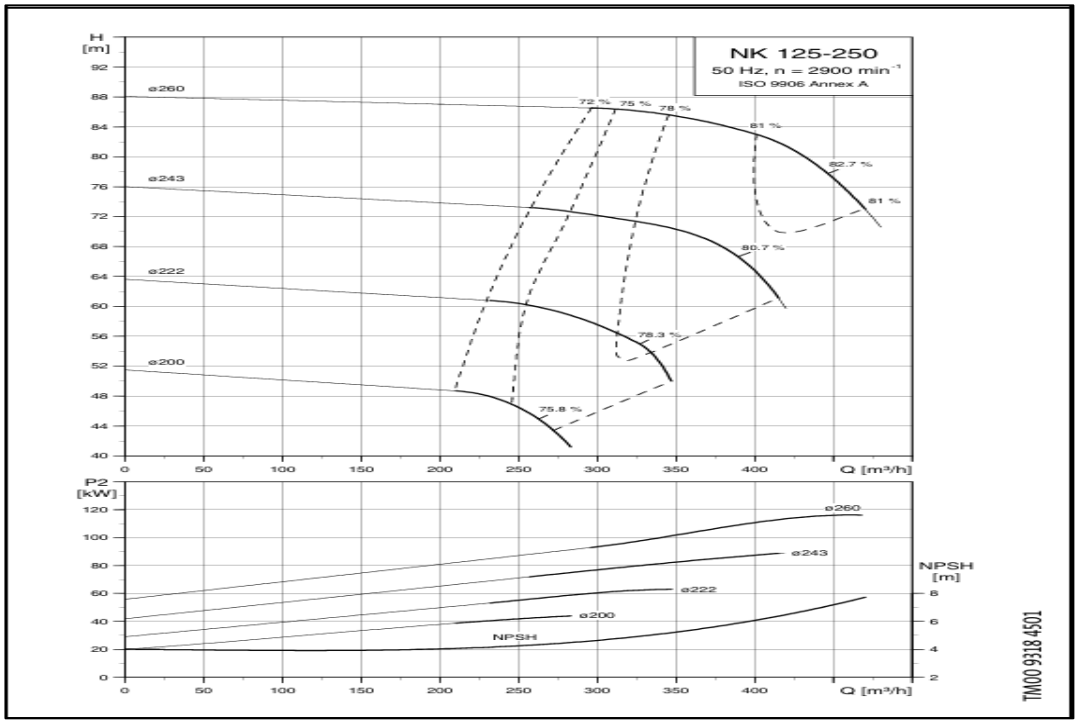
Tableau 38: Paramètre Physico-chimiques _Fleuve Bia, saison des pluies (2016-2023)

Paramètres	Unités	Normes OMS	Juil-16	Mai-19	Août-20	Mai-21	Juil-21	Juin-23
Couleur	UCV	≤15	192	102	11	425	244	327
Turbidité	NTU	≤5	8.38	12.5	3.70	159	80	40.8
Ammonium (NH4+)	mg/L	≤1.5	0.1	0.02	0.09	2.39	1.43	0.92
Manganèse (MN2+)	mg/L	≤0.4	0.06	0.01	0.02	0.3	-	0.109
Fer total (Fe)	mg/L	≤0.3	1.75	0.02	0.26	3.98	2.77	2.419
Hydrogène sulfuré (S2-)	mg/L	-	7	5	4	179	85	24

En saison des pluies, la situation est plus critique avec des pics atteignant 425 UCV, 159 NTU et 3,98 mg/L de fer en mai 2021. L'ammonium dépasse la norme avec 2,39 mg/L, en lien avec les activités d'orpaillage dans le bassin versant.

Annexe 17 : Courbes caractéristiques de la pompe GRUNDFOS – source : catalogue GRUNDFOS

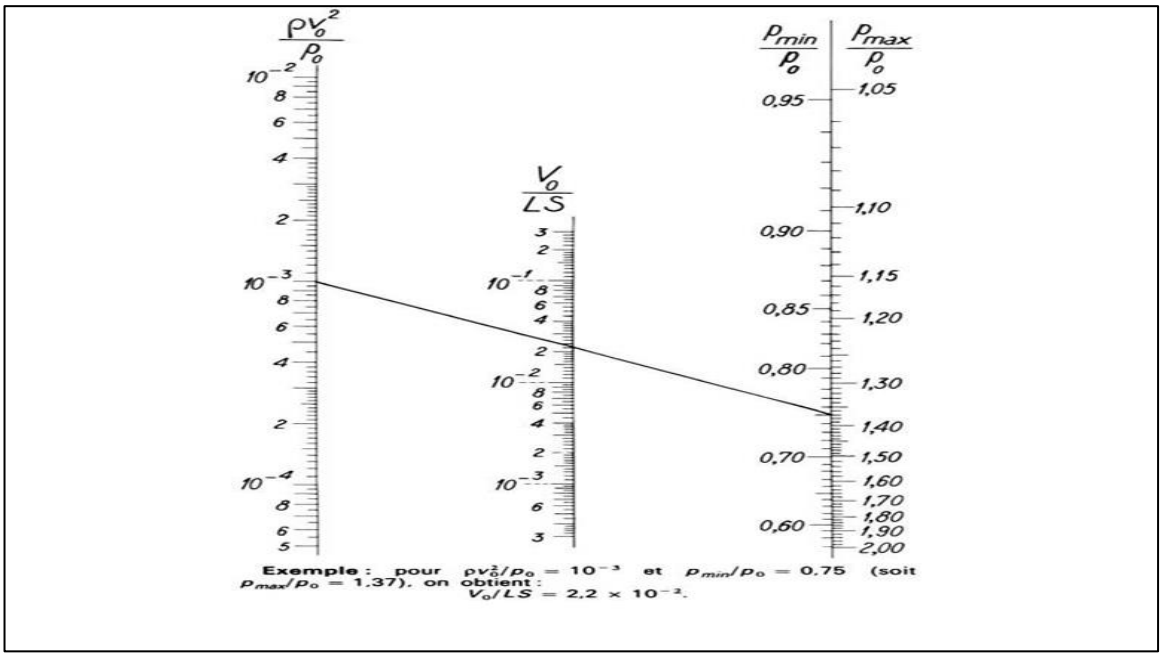




Annexe 18 : Caractéristiques dimensionnelles des conduites en PEHD (PN10 et PN16)

PEHD								
Diametre Extérieur (mm)	PN 10 (NF EN ISO 1452 – 2)				PN 16 (NF EN ISO 1452 – 2)			
	PE 80		PE 100		PE 80		PE 100	
	Ep (mm)	Diam inté (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
20	-	-	-	-	2,3	15,4	2,0	16,0
25	2,0	21,0	-	-	3,0	19,0	2,3	20,4
32	2,4	27,2	2,0	28,0	3,6	24,8	3,0	26,0
40	3,0	34,0	2,4	35,2	4,5	31,0	3,7	32,6
50	3,7	42,6	3,0	44,0	5,6	38,8	4,6	40,8
63	4,7	53,6	3,8	55,4	7,1	48,8	5,8	51,4
75	5,6	63,8	4,5	66,0	8,4	58,2	6,8	61,4
90	6,7	76,6	5,4	79,2	10,1	69,8	8,2	73,6
110	8,1	93,8	6,6	96,8	12,3	85,4	10,0	90,0
125	9,2	106,6	7,4	110,2	14,0	97,0	11,4	102,2
140	10,3	119,4	8,3	123,4	15,7	108,6	12,7	114,6
160	11,8	136,4	9,5	141,0	17,9	124,2	14,6	130,8
180	13,3	153,4	10,7	158,6	20,1	139,8	16,4	147,2
200	14,7	170,6	11,9	176,2	22,4	155,2	18,2	163,6
225	16,6	191,8	13,4	198,2	25,2	174,6	20,5	184,0
250	18,4	213,2	14,8	220,4	27,9	194,2	22,7	204,6
280	20,6	238,8	16,6	246,8	31,3	217,4	25,4	229,2
315	23,2	268,6	18,7	277,6	35,2	244,6	28,6	257,8
355	26,1	302,8	21,1	312,8	39,7	275,6	32,2	290,6
400	29,4	341,2	23,7	352,6	44,7	310,6	36,3	327,4
450	33,1	383,8	26,7	396,6	50,3	349,4	40,9	368,2
500	36,8	426,4	29,7	440,6	55,8	388,4	45,4	409,2
560	41,2	477,6	33,2	493,6	-	-	50,8	458,4
630	46,3	537,4	37,4	555,2	-	-	57,2	515,6
710	52,2	605,6	42,1	625,8			64,5	581,0
800	58,8	682,4	47,4	705,2			72,6	654,8

Annexe 19 : Abaque de Vibert pour le dimensionnement du réservoir anti-bélier



Annexe 20 : Calcul des charges et du Devis Quantitaif et Estamatif (DQE)

3. CHARGES D'EXPLOITATION ANNUELLES		
Désignation	Valeur	Unité
Consommation électrique CIE	35 000 000	FCFA/an
Réactifs de traitement (chaux, sel, NaClO)	343 333 333	FCFA/an
Personnel d'exploitation (8 agents)	5 000 000	FCFA/an
Maintenance et entretien	95 000 000	FCFA/an
Analyses qualité eau et contrôle laboratoire	9 500 000	FCFA/an
Frais généraux et divers	100 000 000	FCFA/an
Total charge d'exploitation annuelles	587 833 333	FCFA/an
Total charge d'exploitation à l'horizon du projet	8 817 499 995	FCFA

5. PRIX DE REVIENT DU m³ D'EAU		
Désignation	Valeur	Unité
Total Amortissement à l'horizon du Projet	25 349 742 835	FCFA
Charges d'exploitation à l'horizon du projet	8 817 499 995	FCFA
Charges totales à l'horizon du projet	34 167 242 830	FCFA
Volume distribué à l'horizon du projet	109 500 000	m³
PRIX DE REVIENT	**312**	FCFA/m³

N°PRIX	DÉSIGNATION DES TRAVAUX	UNITÉ	QUANTITÉ	PU HT (FCFA)	MONTANT HT (FCFA)
SÉRIE A – ÉTUDES ET DESIGN					
A-1	Études préliminaires (préfaisabilité, faisabilité)	fft	1	50 000 000	50 000 000
A-2	Études de design et d'exécution (topographie, géotechnique, VRD sites, champ captant, PND, etc.)	fft	1	650 000 000	650 000 000
A-3	Réalisation de l'EIES y compris suivi environnemental	fft	1	100 000 000	100 000 000
SOUS-TOTAL SERIE A					**800 000 000**
SÉRIE B – INSTALLATION DE CHANTIER ET APPUI MATÉRIEL					
B-1	Installation générale de chantier – environ 4% du montant HT	fft	1	1 200 000 000	1 200 000 000
B-2	Frais de réception à l'usine (équipements hydromécaniques forages, PND, conduites, équipements	prov	1	200 000 000	200 000 000
SOUS-TOTAL SERIE B					**1 400 000 000**
SÉRIE C – PROVISION POUR MISE EN ŒUVRE DU PAR (PLAN D'ACTION DE REINSTALLATION)					
C-1	Provision pour mise en œuvre du PAR (sensibilisation, indemnisations, acquisition de terres : 1ha/forage + site PND + châteaux d'eau)	prov	1	200 000 000	200 000 000
SOUS-TOTAL SERIE C					**200 000 000**
SÉRIE D – FORAGES ET ÉQUIPEMENTS DE POMPAGE					
D-1 : RÉALISATION DES DEUX NOUVEAUX FORAGES F4 ET F5					
D-1.1	Tubage en PVC plein de diamètre 14" (240 ml × 2 forages)	ml	480	109 513	52 566 240

D-1.2	Tubage en PVC plein de diamètre 24" (60 ml × 2 forages)	ml	120	197 124	23654 880
D-1.3	Crépines spéciales en PVC Ø extérieur 14", à recouvrement de gravier enrobé de résine	ml	120	156 288	18754 560
D-1.4	Préparation des ateliers de forage, amenée sur le 1er site et repli à la fin des travaux	U	2	29 154 000	58308 000
D-1.5	Aménagement de la plate-forme du forage	fft/forage	2	785 124	1570 248
D-1.6	Montage et démontage d'un atelier de forage sur chaque site	U	2	569 520	1139 040
D-1.7	Forage vertical dans sables tertiaires Ø 26" minimum (partie crépinée)	ml	120	287 472	34496 640
D-1.8	Forage vertical dans sables tertiaires Ø 20" minimum (partie tubée)	ml	480	223 740	107395 200
D-1.9	Analyse granulométrique et/ou diagraphie par forage	fft/forage	2	2 892 000	5784 000
D-1.10	Pièce de fond femelle Ø350mm gommée et vissée	U	2	84 000	168 000
D-1.11	Fourniture, transport et mise en place de gravier additionnel (10m au-dessus crépine)	m3	32	488 160	15621 120
D-1.12	Remblai espace annulaire au-dessus massif filtrant (béton 250 kg/m³)	fft/forage	2	864 000	1728 000
D-1.13	Amenée et repli installation malaxage, cimentation espace annulaire et tête de forage	fft/forage	2	2 440 800	4881 600
D-1.14	Traitement de chaque forage à l'hexamétaphosphate de soude	U	2	1 344 000	2688 000
D-1.15	Développement de chaque forage à l'air-lift jusqu'à obtention eau claire	U	2	1 992 000	3984 000

D-1.16	Construction margelle béton 350 kg/m³, dimensions 2x2x0,3m autour de chaque forage	U	2	839 520	1679 040
D-1.17	Pompage d'essai 5 heures suivi de la remontée	U	2	529 200	1058 400
D-1.18	Pompage d'essai de 72h (avec amenée matériel, mesures et repli)	fft/forage	2	3 024 000	6048 000
D-1.19	Analyse physico-chimique simple par forage	U	2	72 000	144 000
D-1.20	Remise dossier technique complet (coupes, plans, résultats essais, courbes)	fft/forage	2	282 000	564 000
D-1.21	Implantation géomorphologique et géophysique	fft	2	2 400 000	4800 000
D-1.22	Pose tubage PVC Ø14" (240ml × 2)	ml	480	22 262	10685 760
D-1.23	Tubage soutènement PVC Ø24" (60u × 2)	u	120	18 000	2160 000
D-1.24	Pose crépines PVC Ø14" (60ml × 2)	ml	120	53 557	6426 840
D-2 : ÉQUIPEMENT DES CINQ FORAGES F1, F2, F3, F4, F5					
D-2.1	Fourniture et pose colonne d'exhaure inox 316L DN200 (550 ml total)	ml	550	209 076	114991 800
D-2.2	Analyse eau des forages existants F1, F2, F3	u	3	72 000	216 000
D-2.3	Essai de pompage longue durée 72h pour F1, F2, F3	u	3	3 024 000	9072 000
D-2.4	Fourniture et pose manifold DN200 PN16 complet (5 forages)	u	5	8 949 154	44745 770
D-2.5	P immergées Q=m³/h, HMT=70-115m + secours pour F2, F3, F4, F5	u	8	30 860 112	246880 896

D-2.6	P. immergé Q=150m³/h, HMT=70-90m + secours pour F1	u	2	25 967 736	51935 472
D-2.7	Fourniture et pose ballon anti-bélier 3000L pour F2, F3, F4, F5	u	4	12 550 000	50200 000
D-2.8	Fourniture et pose ballon anti-bélier 2000L pour F1	u	1	8 250 000	8250 000
D-2.9	Fourniture et pose vanne de sectionnement DN350 pour F2, F3, F4, F5	u	4	3 510 257	14041 028
D-2.10	Fourniture et pose vanne de sectionnement DN300 pour F1	u	1	3 168 355	3168 355
D-2.11	Fourniture et pose joint de démontage DN350 pour F2, F3, F4, F5	u	4	525 685	2102 740
D-2.12	Fourniture et pose joint de démontage DN300 pour F1	u	1	225 850	225 850
D-2.13	Fourniture et pose clapet anti-retour DN350 pour F2, F3, F4, F5	u	4	8 933 686	35734 744
D-2.14	Fourniture et pose clapet anti-retour DN300 pour F1	u	1	4 522 522	4522 522
D-2.15	Regard de connexion forages à conduite principale 2x4x1,6m	ens	5	950 000	4750 000
D-2.16	Dalle béton armé 2x2m pour support ballons anti-bélier (5 sites)	m3	5	150 000	750 000
D-2.17	Construction clôture 30x30m en agglo maçonnerie (5 sites)	ml	575	110 000	63250 000
D-2.18	Fourniture et pose portail métallique 5x2m (5 sites)	u	5	1 800 000	9000 000
D-2.19	Caniveaux béton 60x60cm (5 sites)	ml	335	48 000	16080 000

D-2.20	Aménagement concession forage (bordures + gravier + film polyane)	m2	4 500	16 000	72000 000
D-2.21	Piste accès en graveleux latéritique L=500ml, l=6m (5 sites)	ml	2 500	30 000	75000 000
SOUS-TOTAL SERIE D					**1193222 745**

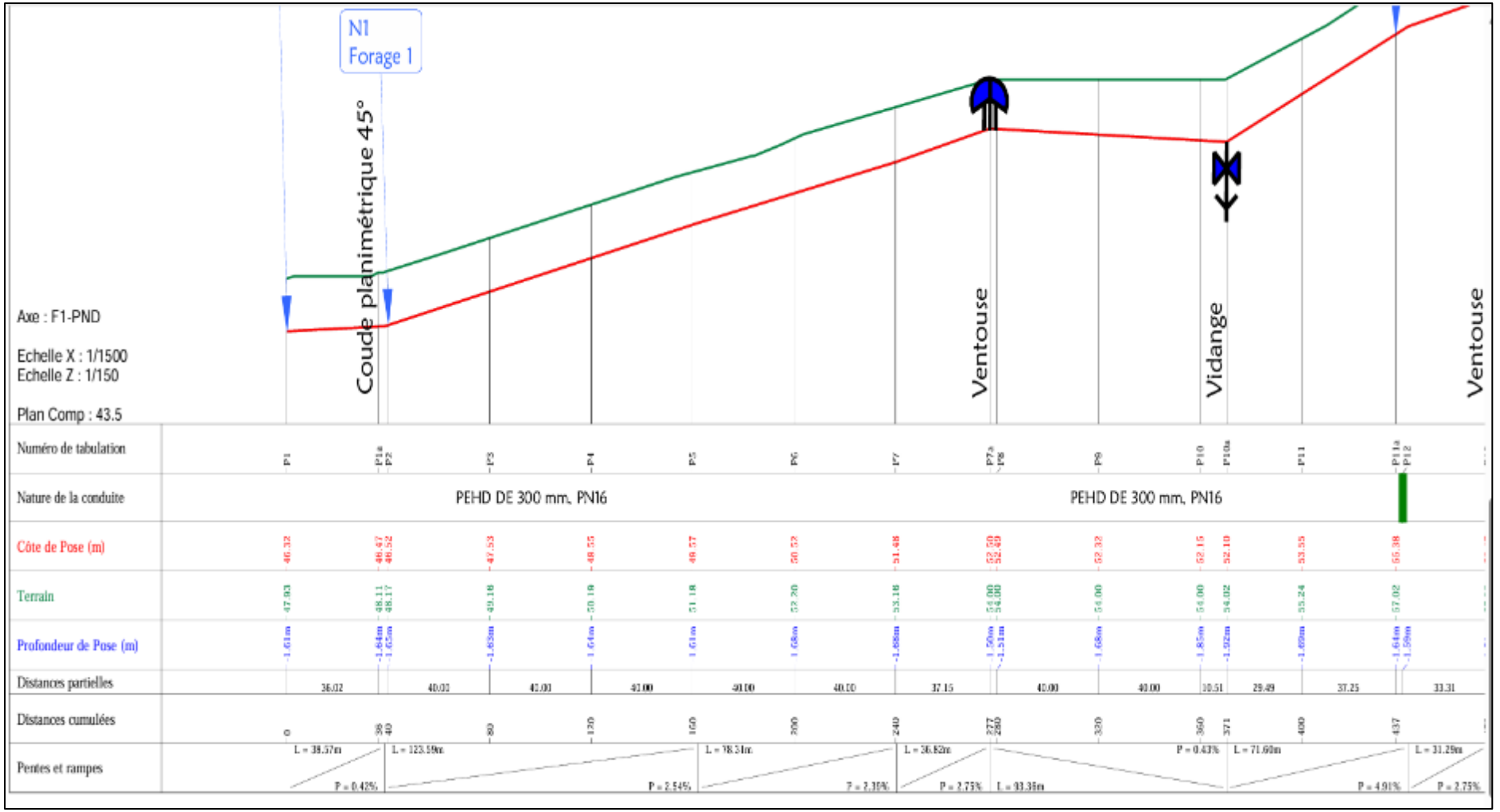
SÉRIE E – USINE DE POTABILISATION – PND 1000 M³/H					
E-1	Aménagement du site PND (VRD, guérite, clôture, drainage EU/EP) – 2 ha	forfait	1	500 000 000	500000 000
E-2	Construction bâtiment d'exploitation 1320m² à deux niveaux pour PND 1000m³/h	forfait	1	650 000 000	650000 000
E-3	Logements types F4 pour personnel d'exploitation (2 logements)	forfait	2	30 000 000	60000 000
E-4	Poste de livraison électrique	forfait	1	30 000 000	30000 000
E-5	F+P Réseau eau brute et traitée + équipement réseau (bâche 2000m³ béton armé étanche)	forfait	1	693 135 433	693135 433
E-6	F+P Système désorption CO2 par stripage (procédé S4-OQP™ OCSI, brevet OAPI n°17250)	forfait	1	698 921 213	698921 213
E-7	F+P Système désinfection à l'hypochlorite de sodium (OSEC-B EVOQUA®)	forfait	1	618 541 725	618541 725
E-8	F+P Système extinction et dosage chaux (silo SODIMATE®, extincteur IMS®, MASTERFLEX®)	forfait	1	618 541 725	618541 725
E-9	F+P Analyseurs en continu : pH, chlore libre, turbidité	forfait	1	259 106 350	259106 350
E-10	F+I Instruments d'analyses physico-chimiques et de simulation	forfait	1	136 208 250	136208 250

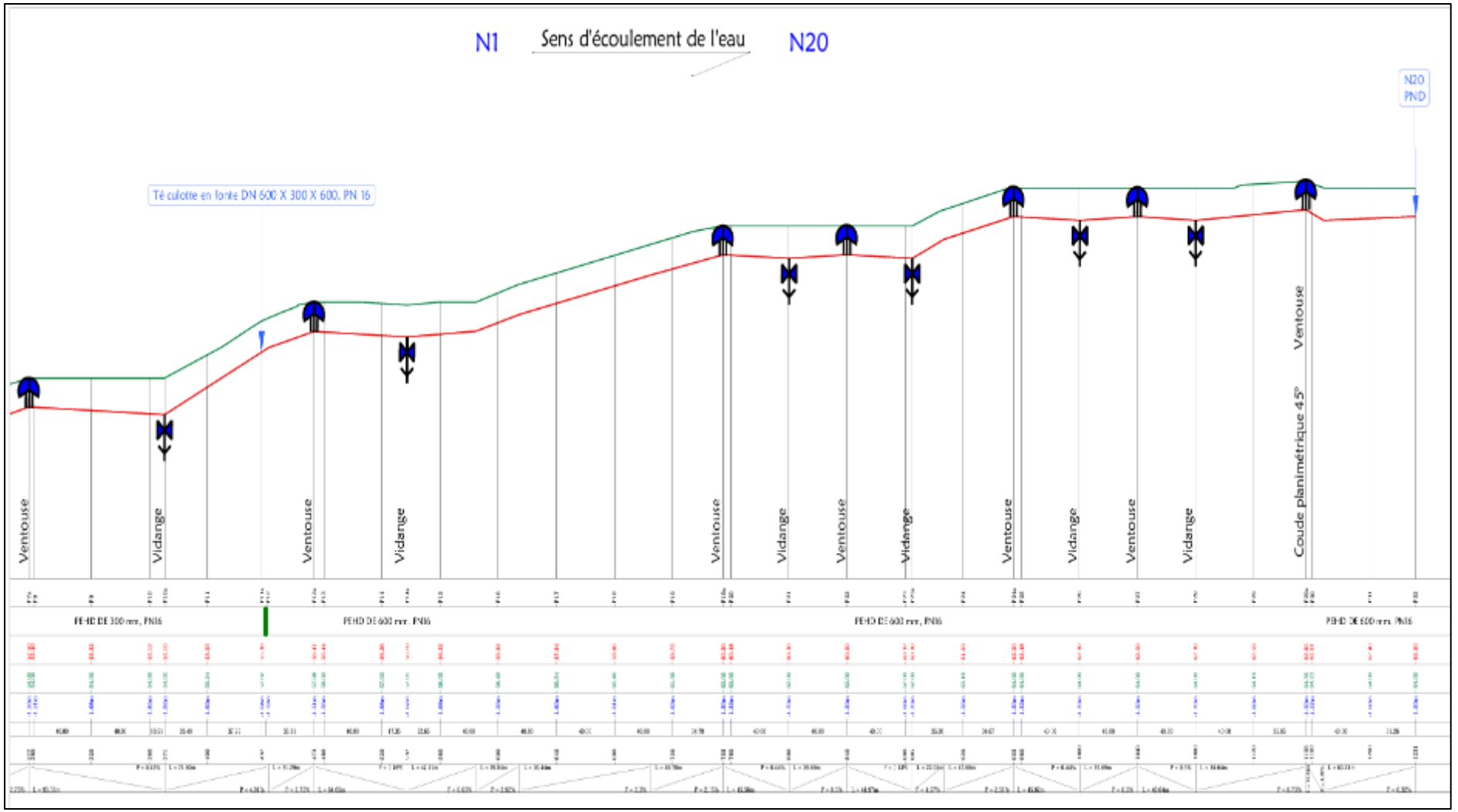
E-11	F+P Automatisme industriel	forfait	1	576 786 600	576786 600
E-12	F/ Matériel de manutention et sécurité du travailleur	forfait	1	120 183 750	120183 750
E-13	Fourniture produits de traitement : chaux vive (dotation initiale 200 tonnes)	Tonnes	200	250 000	50000 000
E-14	F+I Poste de supervision et télégestion de procédé (SCADA)	forfait	1	375 000 000	375000 000
SOUS-TOTAL SERIE E					**5386425 046**

SÉRIE F – SALLE DE REPRISE ET CHÂTEAUX D'EAU					
F-1	GC bâche 2000m³ + salle de reprise + local armoire électrique PND	forfait	1	750 000 000	750 000 000
F-2	Équipements salle de reprise : pompes GRUNDFOS NK125-250 L1 (3+1 secours) + NK80-250 L2 (1+1 secours)	forfait	1	600 000 000	600 000 000
F-3	CE Assouba 3000m³ béton armé H=30m (GC + équipement) – 1,5M FCFA/m³	forfait	1	4 500 000 000	4 500 000 000
F-4	Aménagement site CE Assouba (VRD, guérite, clôture 50x50m, drainage)	forfait	1	100 000 000	100 000 000
F-5	CE N'Zikro 1000m³ acier (GC + équipement) – 1,5M FCFA/m³	forfait	1	1 500 000 000	1 500 000 000
F-6	Aménagement site CE N'Zikro (VRD, guérite, clôture, drainage)	forfait	1	80 000 000	80 000 000
F-7	CE Maferé 1000m³ béton armé H=12m (GC + équipement) – 1,5M FCFA/m³	forfait	1	1 500 000 000	1 500 000 000

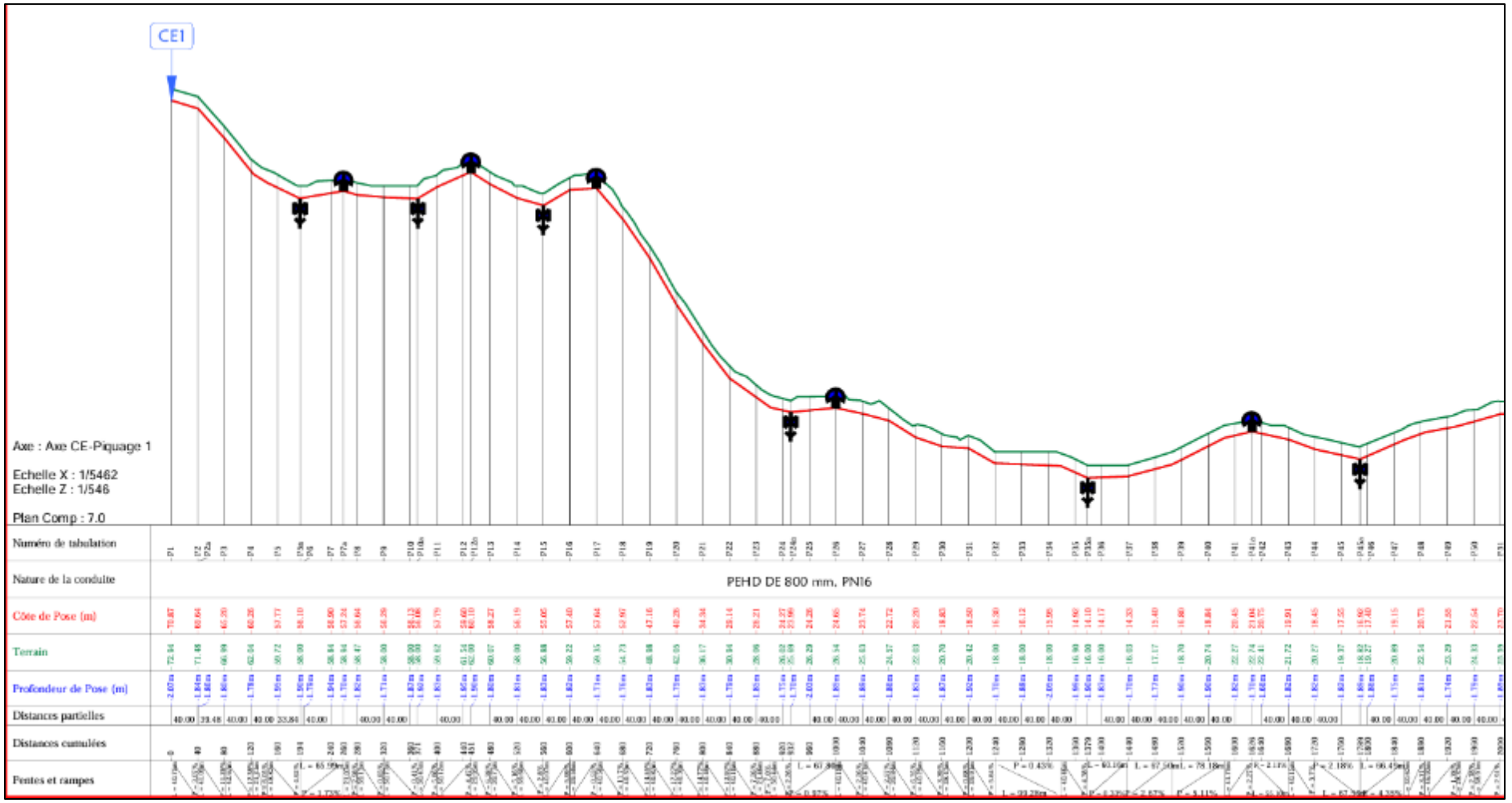
F-8	Station de reprise SR : GC bâche transit 100m³ + pompes NK80-250 L3 (1+1 secours) + GE7 75kVA	forfait	1	350 000 000	350 000 000
F-9	Aménagement site CE Maferé et SR (VRD, guérite, clôture, drainage)	forfait	1	80 000 000	80 000 000
SOUS-TOTAL SERIE F		**9 460 000 000**			
SÉRIE G – CANALISATIONS EN PEHD REFOULEMENT FORAGE-PND					
G-1	Provision déplacement réseaux existants	Prov	1	50 000 000	50 000 000

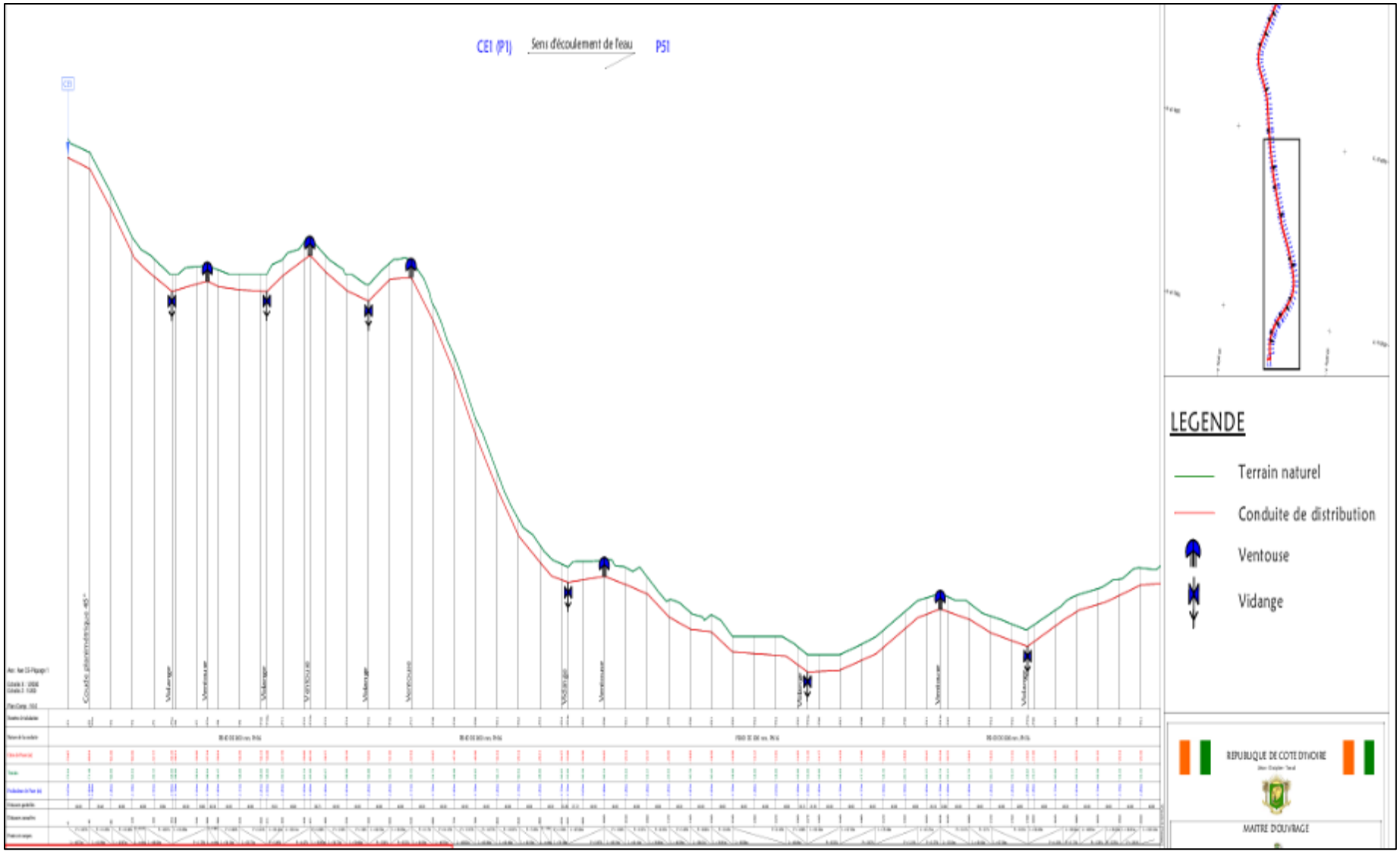
Annexe 21 : Profil en long du bief_Forage1-PND

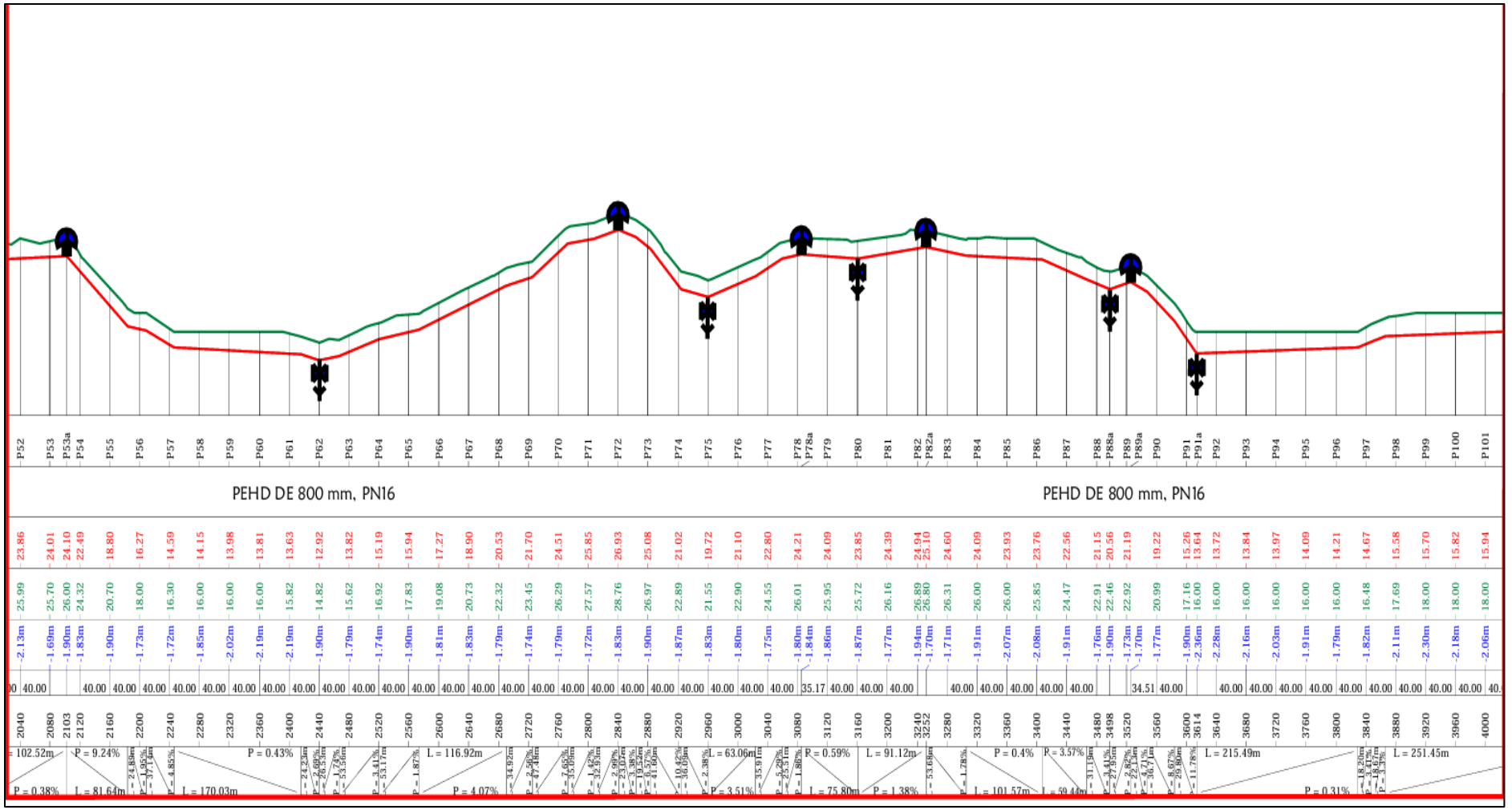



N1
Sens d'écoulement de l'eau
N20
N20
PND
Té culotte en fonte DN 600 X 300 X 600, PN 16
Ventouse
Vidange
Ventouse
Vidange
Ventouse
Vidange
Ventouse
Vidange
Ventouse
Vidange
Ventouse
Coude planimétrique 45°
Ventouse
PEHD DE 300 mm, PN16
PEHD DE 600 mm, PN16
PEHD DE 600 mm, PN16
PEHD DE 600 mm, PN16

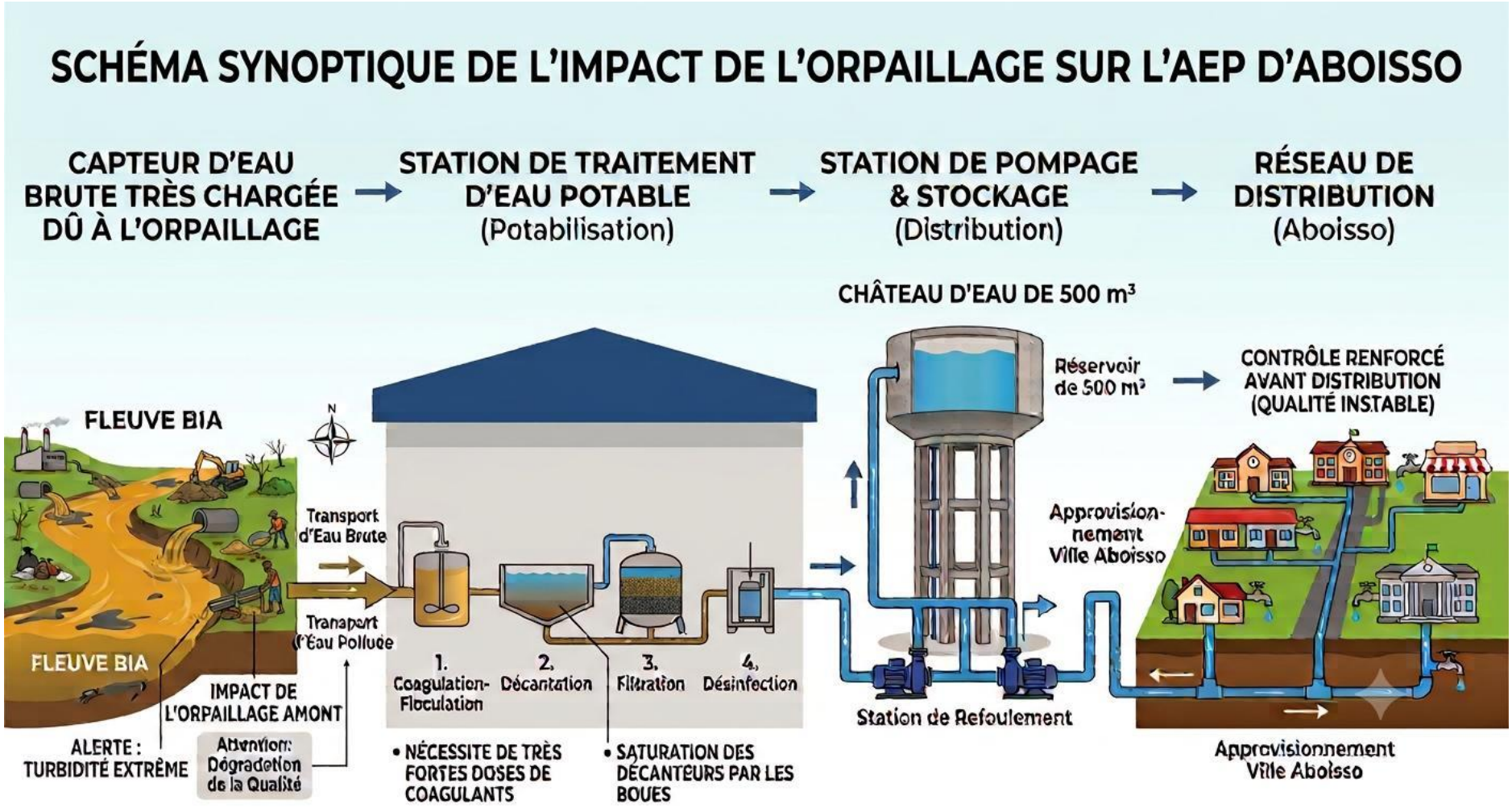
Annexe 22 : Profil en long du réseau de distribution CE Assouba-Té1




CE1 (P1)
Sens d'écoulement de l'eau
P51
LEGENDE
Terrain naturel
Conduite de distribution
Ventouse
Vidange
REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE
MAITRE D'OUVRAGE


P52 P53 P53a P54 P55 P56 P57 P58 P59 P60 P61 P62 P63 P64 P65 P66 P67 P68 P69 P70 P71 P72 P73 P74 P75 P76 P77 P78 P78a P79 P80 P81 P82 P82a P83 P84 P85 P86 P87 P88 P88a P89 P89a P90 P91 P91a P92 P93 P94 P95 P96 P97 P98 P99 P100 P101
PEHD DE 800 mm, PN16
PEHD DE 800 mm, PN16
P = 0.38%
L = 81.64m
P = 9.24%
L = 170.03m
P = 0.43%
L = 116.92m
P = 4.07%
L = 63.06m
P = 3.51%
P = 0.59%
L = 75.80m
L = 91.12m
P = 1.38%
P = 0.4%
L = 101.57m
P = 3.57%
L = 59.44m
L = 215.49m
P = 0.31%
L = 251.45m

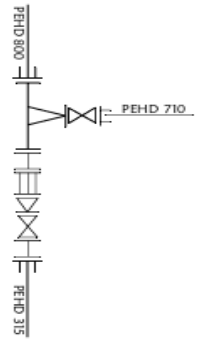
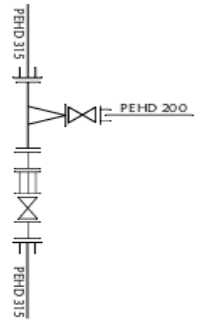
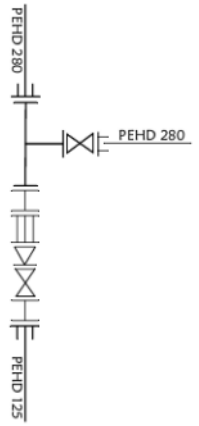
Annexe 23 : Synoptique AEP existant à Aboisso

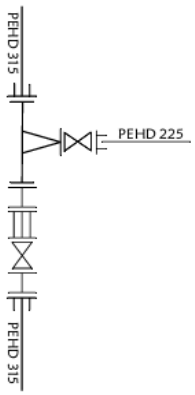
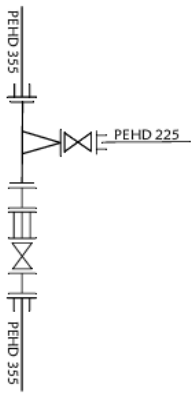


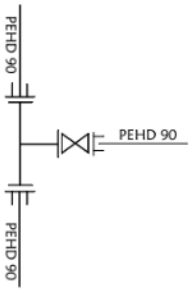
Annexe 24 : Carnet des nœuds

PROJET DE REALISATION DE SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'ABOISSO ET SES LOCALITES ENVIRONNANTES 1/5

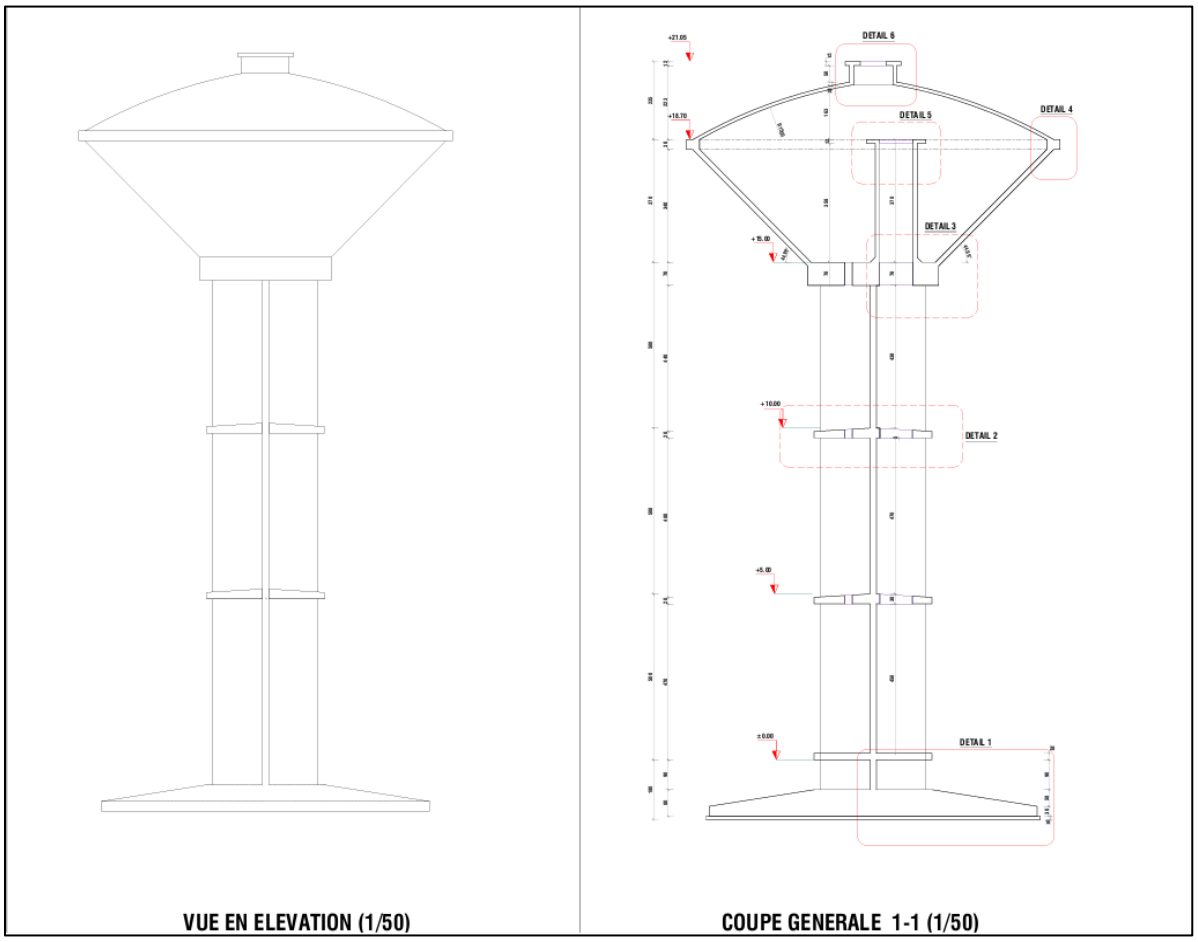
Localités d'Aboisso

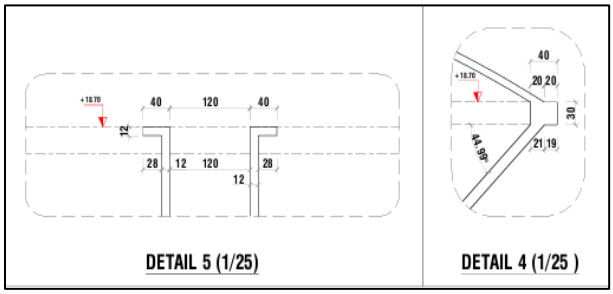
SCHEMA DES NOEUDS DE RACCORDS	NOMBRE DE NOEUDS	NOMENCLATURE DES PIECES
Piquage CE Assouba 	01	1 Té en fonte à bride DN 800 X 700 X 800 mm, PN 16 1 Collet à souder PEHD DE 800 1 Bride libre pour PEHD DE 800 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 700 mm, PN 16 1 Collet à souder PEHD DE 710 1 Bride libre pour PEHD DE 710 1 Manchette d'ancrage Fontes DN 800, PN 16 lg=0.5 m 1 Joint de démontage autobuté DN 800, PN 16 1 Cône réducteur à bride 800 X 300, PN 16 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 300 mm, PN 16 1 Manchette d'ancrage Fontes DN 300, PN 16 lg=0.5 m 1 Collet à souder PEHD DE 315 1 Bride libre pour PEHD DE 315
Piquage Assouba 	01	1 Té en fonte à bride DN 300 X 200 X 300 mm, PN 16 2 Collets à souder PEHD DE 315 2 Brides libres pour PEHD DE 315 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 200 mm, PN 16 1 Collet à souder PEHD DE 200 1 Bride libre pour PEHD DE 200 2 Manchettes d'ancrage Fontes DN 300, PN 16 lg=0.5 m 1 Joint de démontage autobuté DN 300, PN 16 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 300 mm, PN 16
Piquage Ahigbe Koffikro 	01	1 Té en fonte à bride DN 250 X 125 X 250 mm, PN 16 2 Collets à souder PEHD DE 280 2 Brides libres pour PEHD DE 280 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 250 mm, PN 16 1 Manchette d'ancrage Fontes DN 250, PN 16 lg=0.5 m 1 Joint de démontage autobuté DN 250, PN 16 1 Cône réducteur à bride 250 X 125, PN 16 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 125 mm, PN 16 1 Manchette d'ancrage Fontes DN 125, PN 16 lg=0.5 m 1 Collet à souder PEHD DE 125 1 Bride libre pour PEHD DE 125

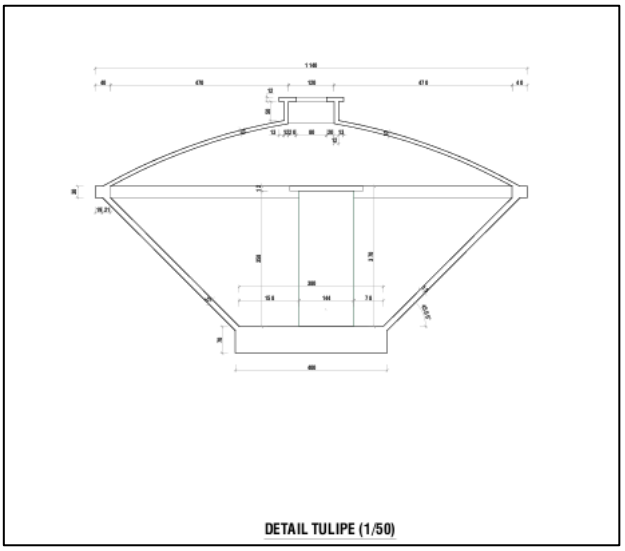
SCHEMA DES NOEUDS DE RACCORDS	NOMBRE DE NOEUDS	NOMENCLATURE DES PIECES
Piquage Ayenouan 	01	○ 1 Té en fonte à bride DN 300 X 200 X 300 mm, PN 16 ○ 2 Collets à souder PEHD DE 315 ○ 2 Brides libres pour PEHD DE 315 ○ 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 200 mm, PN 16 ○ 1 Collet à souder PEHD DE 225 ○ 1 Bride libre pour PEHD DE 225 ○ 2 Manchettes d'ancrage Fontes DN 300, PN 16 lg=0.5 m ○ 1 Joint de démontage autobuté DN 300, PN 16 ○ 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 300 mm, PN 16
Piquage N'Zikro 	01	○ 1 Té en fonte à bride DN 350 X 200 X 350 mm, PN 16 ○ 2 Collets à souder PEHD DE 355 ○ 2 Brides libres pour PEHD DE 355 ○ 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 200 mm, PN 16 ○ 1 Collet à souder PEHD DE 225 ○ 1 Bride libre pour PEHD DE 225 ○ 2 Manchettes d'ancrage Fontes DN 350, PN 16 lg=0.5 m ○ 1 Joint de démontage autobuté DN 350, PN 16 ○ 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 355 mm, PN 16

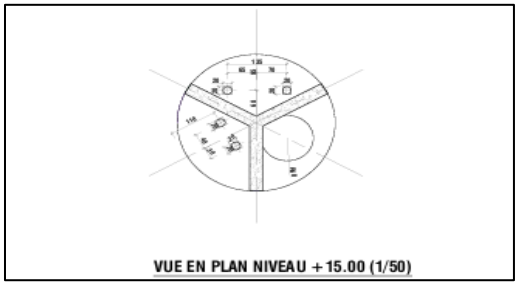
SCHEMA DES NOEUDS DE RACCORDS	NOMBRE DE NOEUDS	NOMENCLATURE DES PIECES
Piquage Biaka 	02	○ 1 Té en fonte à bride DN 80 X 80 X 80 mm, PN 16 ○ 3 Collets à souder PEHD DE 90 ○ 3 Brides libres pour PEHD DE 90 ○ 1 Robinet Vanne à Opercule en Caoutchouc DN 80 mm, PN 16

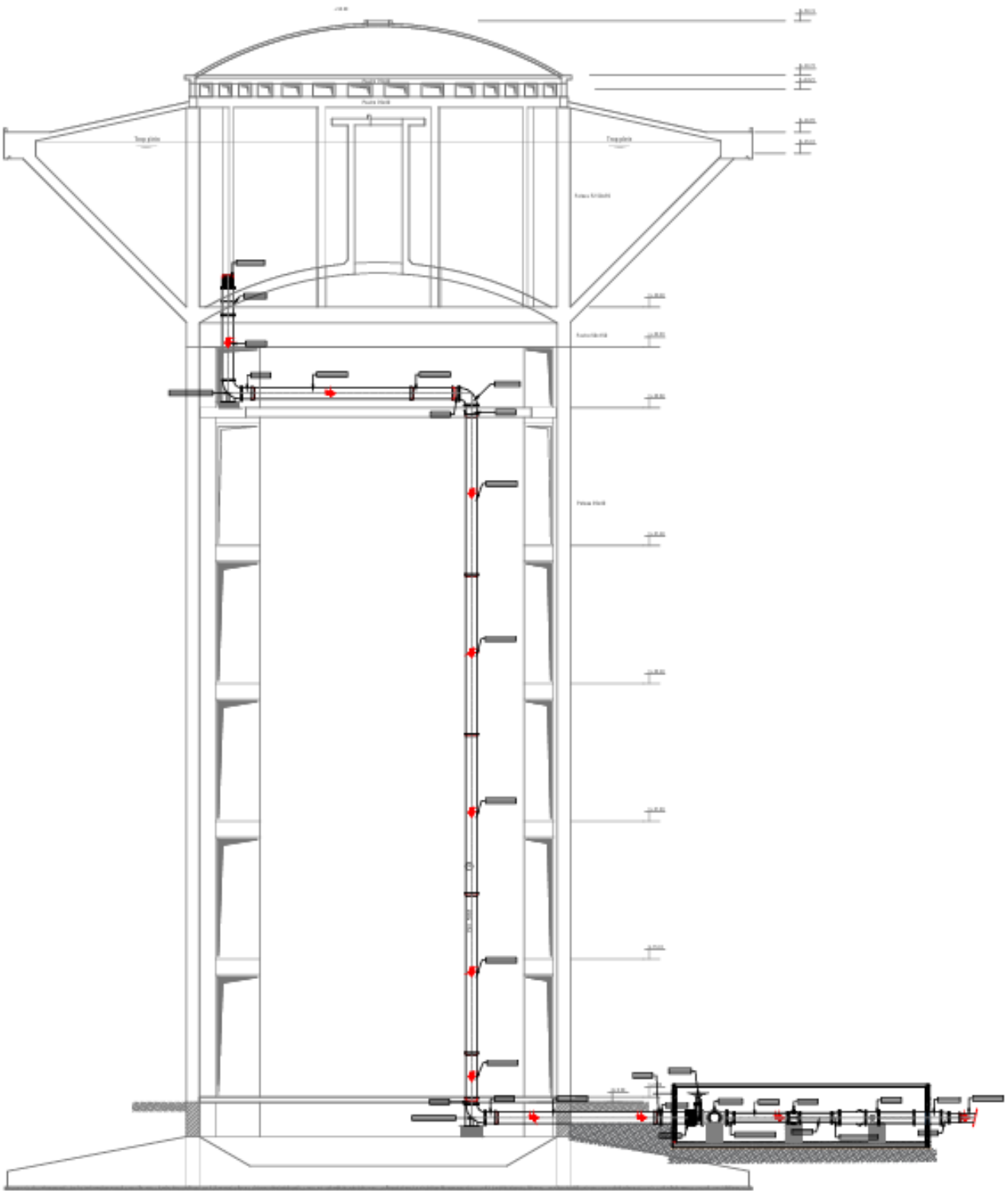
Annexe 25 : Plans du château d'eau en béton armé



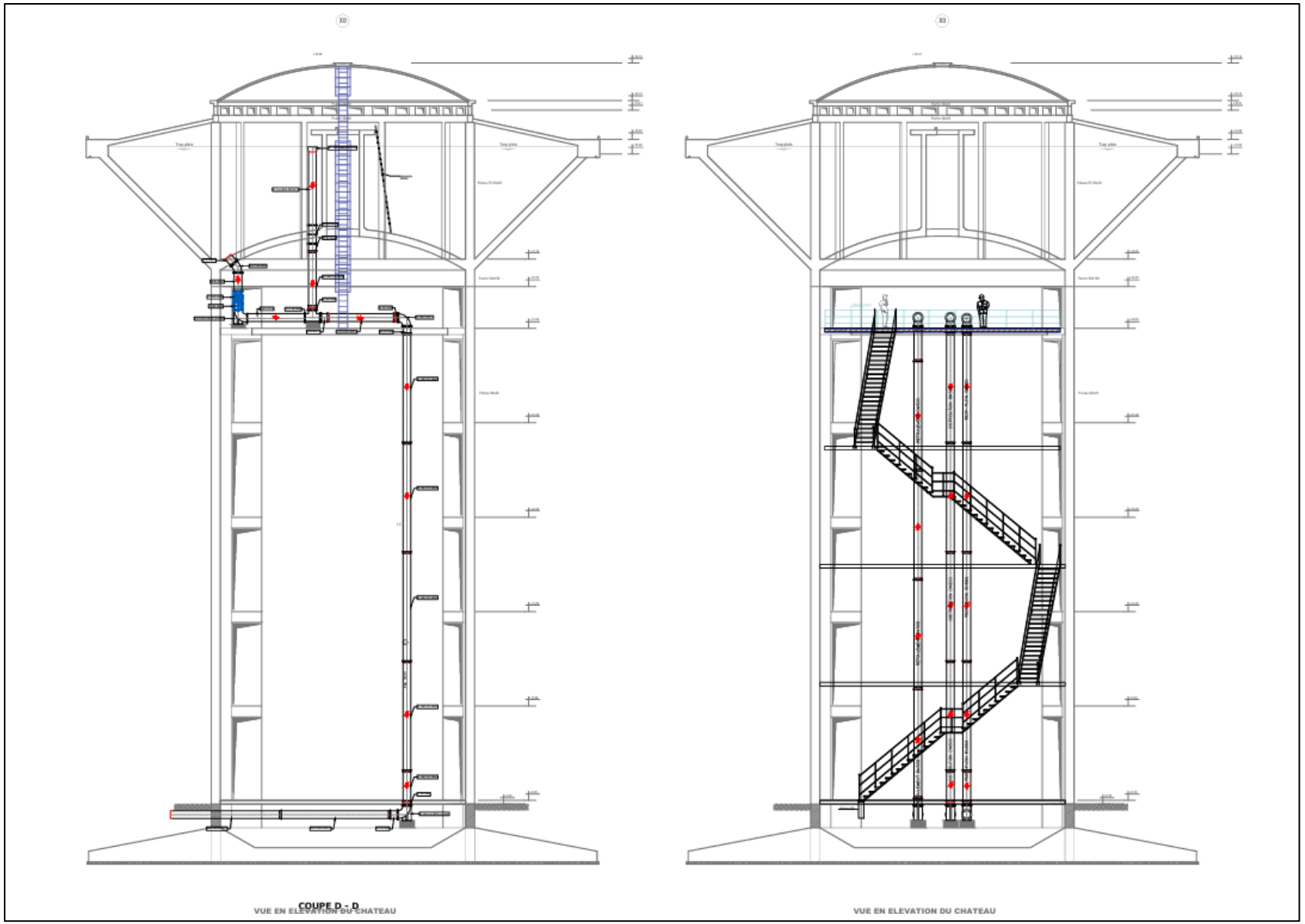








COUPE D - D
VUE EN ELEVATION DU CHATEAU


COUPE D - D
VUE EN ELEVATION DU CHATEAU
VUE EN ELEVATION DU CHATEAU