ETUDE DE FAISABILITE POUR LE RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE (AEP) DE LA VILLE DE N'ZEREKORE EN REPUBLIQUE DE GUINEE PAR COMPARAISON DE DEUX VARIANTES TECHNIQUES

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

SPECIALITE : GENIE DE L'EAU DE L'ASSAINISSEMENT, ET DES AMENAGEMENTS HYDROAGRICOLES (GEAAH)

Présenté et soutenu publiquement le 18/07/26 par

Finda Laura HARLEBAH (20240319)

Directeur de mémoire : Dr Lawani Adjadi MOUNIROU, Enseignant-Chercheur 2iE

Maître de stage : M. Bernard KADJO, chef de service Eau et Énergie

Structure d'accueil du stage : TERRABO – Ingénieur-Conseil

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Boukary SAWADOGO

Membres et correcteurs : 1) M. Soumahila SAKANDE

2) M. Pascal OUEDRAOGO

Promotion [2025/2026]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à Dieu, le Créateur, et à ma famille HARLEBAH.

CITATION

« All that glisters is not gold » (William Shakespeare, 1596)

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes et institutions qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

- Je tiens à adresser mes sincères remerciements à la bourse RESING, financée par le programme de mobilité académique intra-africaine de l'Union européenne, qui a pris en charge l'ensemble de mes frais durant mes deux années de master, me permettant ainsi de me consacrer pleinement à ma formation et à ce travail de fin d'études.
- À l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), pour la qualité de sa formation, ainsi que le cadre scientifique rigoureux offert tout au long de mon cursus ;
- Au Docteur Lawani Adjadi MOUNIROU, Directeur de ce mémoire, pour avoir accepté de superviser ce travail, ainsi que pour ses orientations scientifiques, ses conseils avisés et la rigueur intellectuelle qu'il m'a transmise ;
- À Monsieur Lassina TOGOLA, Enseignant à l'INP-HB, pour son soutien et son accompagnement.
- À Monsieur Séraphin Konan KOUAMÉ, Directeur Général de TERRABO-Ingénieur Conseil, pour nous avoir accueillis au sein de sa structure durant toute la période du stage ;
- À Monsieur Abdoulaye TRAORÉ, Directeur du département Projets de TERRABO-Ingénieur Conseil, pour son appui et les orientations apportées à cette étude ;
- À Monsieur Bernard KADJO, chef de service Eau et Énergie, et maître de stage, pour son soutien et son accompagnement ;
- À Monsieur Franck BADA, chef de l'unité Eau potable, pour son encadrement, sa disponibilité et ses précieux conseils ;
- À Docteur Joël KOFFI, pour son accompagnement et les orientations apportées à cette étude ;
- À Messieurs Luc Judicaël Yao ALLOU et Ehounou Tanoh Eloge Landry KOUADIO, nos encadreurs techniques, pour leurs orientations tout au long de cette étude.
- À Messieurs Atsu FIATSI et Ulrich ABOLE, pour leur soutien indéfectible.
- Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à ma famille, et mes amis pour leur soutien, ainsi qu'à la famille DAH, pour leur soutien moral, leur hospitalité et l'hébergement qu'ils m'ont accordés tout au long de ma période de stage.

RESUME

Cette étude porte sur le renforcement du système d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville de N'Zérékoré, en République de Guinée. Mis en service en 1972, le réseau actuel ne produit plus que **135 m³/h**, alors que la demande ne cesse de croître sous l'effet d'une croissance démographique annuelle de 3,1 % et de la vétusté généralisée des infrastructures. L'objectif principal est de proposer une solution technique durable à l'horizon 2060, et deux variantes ont été étudiées : une nouvelle prise d'eau sur le fleuve Diani et la construction d'un barrage de retenue à Karana afin de renforcer le système. Les résultats montrent que le débit prélevable sur le Diani, estimé à 28 800 m³/h en période d'étiage, couvre largement les besoins maximaux de 7 000 m³/h prévus pour 2060. La variante une (1) s'avère également beaucoup plus économique avec un coût d'investissement de **37,79 milliards** de FCFA, contre **135,07 milliards** de FCFA pour la variante 2. Une comparaison multicritère, basée sur une notation pondérée : poids attribués aux critères techniques, économiques, sociaux et environnementaux selon la méthode AHP, a classé la variante 1 comme la solution optimale, avec un score global de 6,30/10 contre 5,90/10 pour la variante 2. Cette solution est non seulement plus accessible financièrement, mais aussi plus rapide à mettre en œuvre et moins impactant pour les populations et l'environnement. Cette étude constitue ainsi une contribution importante à l'amélioration durable de l'accès à l'eau potable à N'Zérékoré et s'inscrit dans les objectifs de développement durable liés à l'eau et à l'assainissement.

Mots clés

1. Comparaison multicritère ;
2. Barrage de retenue ;
3. Prise d'eau ;
4. Dimensionnement hydraulique ;
5. Sécurité hydrique.

ABSTRACT

This study focuses on strengthening the drinking water supply system of N'Zérékoré, Republic of Guinea. Commissioned in **1972**, the current network now produces only **135 m³/h**, while demand continues to rise due to an annual population growth rate of **3.1%** and the widespread deterioration of infrastructure. The main objective is to propose a sustainable technical solution by the **2060** horizon. Two alternatives were investigated: a new water intake from the Diani River and the construction of a storage dam at Karana. The results show that the available flow rate on the Diani River, estimated at **28,800 m³/h** during the low-water period, far exceeds the maximum projected demand for **7,000 m³/h** for 2060. Variant 1 also proves to be far more economical, with an estimated investment cost of **37.79 billion** FCFA, compared to **135.07 billion** FCFA for variant 2. A multicriteria comparison based on a **weighted scoring system**, with weights assigned to technical, economic, social, and environmental criteria using the AHP method, ranked variant 1 as the optimal solution, with an overall score of **6.30/10** against **5.90/10** for variant 2. This option is not only more financially accessible, but also faster to implement and has fewer adverse impacts on local communities and the environment. This study thus provides an operational contribution to securing sustainable access to safe drinking water in N'Zérékoré, in alignment with the Sustainable Development Goals.

Keywords

1. Hydraulic design;
2. Multi-criterion comparison;
3. Water supply reservoir;
4. Water intake;
5. Water security.

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP	Alimentation en Eau Potable
AHP	Analyse Hiérarchique des Priorités
CAPEX	Capital Expenditure (Dépenses d'investissement)
CIA	Correction par Interpolation Ajustable
CIB	Correction des Indices de Biais
CIEH	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CMD	Coefficient Mensuel de Débit
DN	Diamètre Nominal
DQE	Dossier des Ouvrages Exécutés
EIES	Étude d'Impact Environnementale et Sociale
ENS	Ensemble
FCFA	Franc de la communauté Financière Africaine
FF	Forfait
HMT	Hauteur Manométrique Totale
mCE	Mètre de Colonne d'Eau
ND	Niveau Dynamique
ODD	Objectif de Développement Durable
OPEX	Operational Expenditure (Dépenses d'exploitation)
PEN	Plan d'Eau Naturel
PGES	Plan de Gestion Environnemental et Social de chantier
pH	Potentiel Hydrogène
PHE	Plus Hautes Eaux
PME	Pression Maximale d'Exploitation
PMA	Pression minimale admissible
PN	Pression Nominale
PVC	Polychlorure de Vinyle
RD	Réseau de Distribution
RGPH	Recensement Général de la Population et d'Habitat
RI	Réserve d'Incendie
SARL	Société à Responsabilité Limitée
SEG	Société des Eaux de Guinée
SIG	Système d'Information Géographique

SODECI	Société de Distribution d'Eau de la Côte d'Ivoire
STEP	Station de Traitement d'Eau Potable
TIC	TERRABO-Ingénieur Conseil
TTC	Toutes Taxes Comprises
TVA	Taxe sur la Valeur Ajoutée
PMA	Pression Maximale Admissible
2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ..... **i**

CITATION ..... **i**

REMERCIEMENTS ..... **ii**

RESUME ..... **iii**

ABSTRACT ..... **iv**

LISTE DES ABREVIATIONS ..... **v**

LISTE DES TABLEAUX ..... **x**

LISTE DES FIGURES ..... **xii**

FICHE SYNOPTIQUE ..... **xiv**

I. INTRODUCTION **1**

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE **3**

2.1. Présentation de la structure d'accueil 3

2.1.1 Localisation géographique 3

2.1.2 Domaines d'activité 3

2.1.3 Vision 3

2.2. Présentation de la zone d'étude 5

2.2.1 Localisation de la zone d'étude 5

2.2.2 Cadre physique 5

2.2.3 Population et démographie 8

2.3. Définition de quelques termes techniques du projet 8

III. PRESENTATION DU PROJET **10**

3.1. Contexte et Justification 10

3.2. Diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de N'Zérékoré 11

3.2.1. Ressource en eau 11

3.2.2. Station d'exhaure 11

3.2.3. Station de traitement 12

IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION 16

4.1. Démarche globale de l'étude 16

4.1.1. Recherche documentaire 16

4.1.2. Collecte des données 16

4.1.3. Matériel et outils de traitement 17

4.2. Méthode d'estimation des besoins en eau à l'horizon 2060 17

4.2.1. Projection démographique 17

4.2.2. Détermination des paramètres de consommation 19

4.2.3. Calculs des besoins en eau et débits de dimensionnement 21

4.3. Méthodologie de conception et de dimensionnement des variantes 22

4.3.1. Proposition de deux variantes techniques pour le renforcement du système AEP de N'Zérékoré-centre 22

4.3.2. Variante 1 : nouvelle prise d'eau sur le fleuve Diani 22

4.3.3. Variante 2 : Construction d'un barrage de retenue 23

4.3.4. Méthodologie commune de choix des pompes, traitement et stockage 35

4.4. Méthodologie de la comparaison multicritère 41

V. RESULTATS 43

5.1. Résultats variante 1 : Prise d'eau sur le Diani 43

5.1.1. Projection démographique (2030-2060) 43

5.1.2. Analyse des déficits d'eau 44

5.1.3. Étude de la ressource d'eau 45

5.1.4. Réseau d'adduction 45

5.1.5. Choix des pompes 49

5.2. Résultats variante 2 – Barrage 52

5.2.1. Projection démographique (2030-2060) 52

5.2.2. Besoins en eau et débits de dimensionnement pour chaque horizon 52

5.2.3. Analyse des déficits 53
5.2.4. Besoins totaux sur la retenue 54
5.2.5. Topographie et SIG 55
5.2.6. Hydrologie du barrage 57
5.2.7. Dimensionnement de la digue 60
5.2.8. Hydraulique de l'évacuateur de crue 61
5.2.9. Dimensionnement des conduites de refoulement et d'adduction 64
5.2.10. Choix des pompes 67
5.3. Résultats communs 72
5.3.1. Vérification du phénomène de « coup de bélier » 72
5.3.2. Ouvrage de stockage 72
5.3.3. Réseau de distribution 73
5.3.4. Résultats des Études d'Impact Environnemental et Social 73
5.3.5. Étude de faisabilité financière 76
5.4. Comparaison multicritère 80
VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 82
BIBLIOGRAPHIE xii
ANNEXE xiii

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Paramètres d'estimation des températures 6
Tableau 2 : Pluviométrie mensuelle 6
Tableau 3 : Récapitulatif du diagnostic de la station de traitement 15
Tableau 4 : Matériel informatique utilisé pour les études 17
Tableau 5 : Évolution de la population de N'Zérékoré-centre 18
Tableau 6 : Paramètres variables de base de l'estimation des besoins en eau 19
Tableau 7 : Paramètres invariables de base de l'estimation des besoins en eau 20
Tableau 8 : Choix de la période de retour 27
Tableau 9 : Dimensionnement des conduites de refoulement 37
Tableau 10 : Critères et sous-critères des variantes 42
Tableau 11 : Projection de la population -variante 1 43
Tableau 12 : Besoin en eau-variante 1 43
Tableau 13 : Demande en eau et débits de production-variante 1 43
Tableau 14 : Phase du projet 44
Tableau 15 : Diamètre de conduite de refoulement exhaure-step (variante 1) 46
Tableau 16 : Conduite traitement-château (variante 1) 46
Tableau 17 : Synthèse des calculs hydrauliques - variante 1 46
Tableau 18 : Information supplémentaire des conduites-variante 1 47
Tableau 19 : Caractéristiques du point de fonctionnement-V1 49
Tableau 20 : Caractéristiques de la pompe pour la conduite d'adduction-V1 51
Tableau 21 : Projection de la population des différentes localités - variante 2 52
Tableau 22 : Estimation des besoins en eau variante 2 53
Tableau 23 : Demandes et débit de dimensionnement-variante 2 53
Tableau 24 : Phase du projet - variante 2 53
Tableau 25 : Caractéristiques physiques de la zone d'étude 55
Tableau 26 : Surface et volume des différentes courbes de niveau 56
Tableau 27 : Perte en capacité due aux dépôts solides 58
Tableau 28 : Bilan hydrique de la retenue d'eau 59
Tableau 29 : Estimation de la crue décennale 59
Tableau 30 : Calcul de la crue centennale 60

Tableau 31 : Résultat de la cote de la digue 60
Tableau 32 : Caractéristiques numériques de la digue 61
Tableau 33 : Résultats des méthodes de xo 62
Tableau 34 : Résultats de dimensionnement du chenal d'évacuateur à pente faible 62
Tableau 35 : Détermination du tirant d'eau y 63
Tableau 36 : Conduite de refoulement Exhaure-Traitement variante 2 64
Tableau 37 : Conduite de refoulement traitement-château variante 2 65
Tableau 38 : Résultats de la simulation EPANET - V1 65
Tableau 39 : Information sur les conduites de refoulement - variante 2 66
Tableau 40 : Détermination du point de fonctionnement V2 68
Tableau 41 : Calcul du point de fonctionnement STEP-château V2 70
Tableau 42 : Volume des antibéliers retenus pour les conduites de refoulement 72
Tableau 43 : Résultats des ouvrages de stockage 73
Tableau 44 : Récapitulatif des coûts de réalisation 76
Tableau 45 : Coût d'exploitation - variante 1 77
Tableau 46 : Coût de réalisation - variante 2 77
Tableau 47 : Charge d'exploitation - variante 2 78
Tableau 48 : Principaux indicateurs financiers des variantes 79
Tableau 49 : Choix définitif entre les variantes proposées 80

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de TIC ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 2 : Carte de localisation de la zone d'étude 5
Figure 3 : Graphique de caractéristiques statistiques de l'évaporation 7
Figure 4 : Croissance de la population de la ville de N'Zérékoré 8
Figure 5 : Éléments d'un réseau d'eau potable 9
Figure 6 : Vue des équipements de la prise d'eau 11
Figure 7 : Perspective du fleuve au droit de la prise 11
Figure 8 : vue de l'amont de la retenue d'eau 11
Figure 9 : vue de l'aval de la retenue 11
Figure 10 : Chemin d'accès à la prise 12
Figure 11 : Schéma général de l'ouvrage de prise 12
Figure 12 : Canalisation de refoulement 12
Figure 13 : Point d'injection de traitement chimique 12
Figure 14 : Local de préparation des produits 13
Figure 15 : Bac de préparation de sulfate d'alumine 13
Figure 16 : Pompe doseuse pour injection de sulfate 13
Figure 17 : Aperçu du bac d'eau brute 13
Figure 18 : Compartiments du décanteur 14
Figure 19 : Vue du décanteur 14
Figure 20 : Formation de cloques sur le mur du décanteur 14
Figure 21 : Conduites d'alimentation en eau du décanteur 14
Figure 22 : Vue intérieure du filtre 15
Figure 23 : Aperçu des filtres à sable 15
Figure 24 : Profil de la lame déversante 31
Figure 25 : Étapes de traitement eau potable 37
Figure 26 : Conduite de refoulement Exhaure-STEP : Variante 1 45
Figure 27 : Profil de pression exhaure-traitement - variante 1 48
Figure 28 : Profil de pression station de traitement-château (variante 1) 48
Figure 29 : Point de fonctionnement de la pompe Exhaure-STEP 50
Figure 30 : Point de fonctionnement STEP-château - V1 52

Figure 31 : Courbe hauteur-volume 56
Figure 32 : Courbe hauteur-surface de la retenue 56
Figure 33 : Forme de la lame déversante : Profil Creager 61
Figure 34 : Conduite de refoulement Exhaure-Traitement-variante 2 64
Figure 35: Profil de pression exhaure-STEP : Variante 2 67
Figure 36 : Profil de pression STEP-Château 67
Figure 37 : Point de fonctionnement Exhaure -STEP- V2 69
Figure 38 : Point de fonctionnement STEP-château V2 71

FICHE SYNOPTIQUE

Localisation		
Ville	N'Zérékoré, centre et localités périphériques : rayon de 2 km	
Pays	République de Guinée	
Données socio-économiques		
Horizon de planification	2060 (30 ans)	
Population cible (H+30)	920 089 habitants N'Zérékoré-centre + 350 129 : périphérie	
Taux de croissance annuel (%)	3,1 (RGPH 2025)	
Capacité actuelle	135 m^3/h	
Variantes techniques	**Variante 1 : Prise sur le Diani**	**Variante 2 : Barrage de retenue**
Source d'eau	Fleuve Diani (débit étiage : 28 800 m^3/h)	Barrage de Karana (bassin versant : 216,15 km^2)
Type d'ouvrage	Prise flottante : mât oscillant	Barrage en enrochement avec noyau
Altitude du site	456 m : Prise ; 584 m : STEP	443 m (PEN) ; 622 m (château)
Longueur conduite	50 km (exhaure + adduction)	24 km (exhaure + adduction)
Diamètres	DN 1200 : fonte ductile	DN 1100 : fonte ductile
Débit production (H+30)	6 867 m^3/h	5 364 m^3/h
Volume de stockage	8 000 m^3	6 500 m^3
Nombre de pompes (exhaure)	10 pompes + 1 secours (vitesse variable)	2 pompes + 1 secours (vitesse variable)
Aspects financiers et gestion		
Coût d'investissement (CAPEX)	37,79 Milliards de FCFA	135,07 Milliards de FCFA
Coût d'exploitation annuel (OPEX)	1,51 Milliard de FCFA	2,70 Milliards de FCFA

I. INTRODUCTION

L'accès à l'eau potable est un enjeu majeur pour le développement socio-économique et la santé publique. À l'échelle internationale, cette priorité est consacrée par l'ODD6 des Nations Unies, qui vise à garantir l'accès universel et équitable à l'eau potable, ainsi qu'une gestion durable des ressources en eau d'ici 2030.

En République de Guinée, la ville de N'Zérékoré fait face à des difficultés d'approvisionnement qui freinent l'atteinte de ces normes mondiales. Le réseau local souffre d'infrastructures vieillissantes, à l'image de la prise d'eau sur le fleuve Diani (localement appelé « Mani »), datant de 1972. Bien que le système dispose d'une chaîne de traitement et de stockage, sa capacité actuelle s'avère insuffisante pour répondre aux besoins d'une population en pleine croissance démographique. Cette performance insuffisante s'explique par la vétusté des équipements, l'absence d'une alimentation électrique stable et de fortes pressions environnementales sur la ressource brute.

L'écart entre l'offre et la demande est aujourd'hui criant. Alors que la station de traitement ne fonctionne plus qu'à 135 m^3/h, les projections démographiques et l'évolution des besoins estiment la demande à 6 867 m^3/h à l'horizon 2060, soit un déficit de production de 6 732 m^3/h. Cet écart, cumulé à la vétusté avancée des infrastructures, compromet gravement la sécurité hydrique de la ville et expose les populations à des risques sanitaires et socio-économiques majeurs. Face à cette urgence, une refonte ambitieuse du système d'AEP s'impose.

Face à cette situation, et en parfait alignement avec les cibles de l'Agenda 2030 de l'ONU, une étude de grande envergure est indispensable pour moderniser et sécuriser le réseau. C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent travail, intitulé : **« Étude de faisabilité pour le renforcement du système d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville de N'Zérékoré en République de Guinée par la comparaison de deux variantes techniques ».**

La problématique est donc la suivante : « Comment améliorer l'accès à l'eau potable dans la ville de N'Zérékoré et ses environs ?»

Pour répondre à ce défi, le présent projet propose une contribution concrète au renforcement du système d'AEP, structurée autour d'un audit approfondi du réseau existant, d'études de faisabilité technique et d'un appui à la maîtrise d'ouvrage.

- **Objectif général**

L'objectif général de ce document est de « proposer une solution technique et résiliente visant à renforcer le système d'alimentation en eau potable de la ville de N'Zérékoré, afin d'assurer un

approvisionnement suffisant, fiable, de qualité et accessible de manière équitable aux populations urbaines ».

- **Objectifs spécifiques et renvois méthodologiques**

Pour ce faire, la démarche scientifique s'articule autour des objectifs spécifiques suivants, dont la mise en œuvre est détaillée dans les sections correspondantes de la méthodologie :

1. Réaliser un diagnostic technique complet et un audit de l'état des infrastructures du réseau existant : cette phase est exposée à la section Diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de N'Zérékoré, où sont inventoriés les ouvrages de captage, de traitement et de refoulement, ainsi que leurs dysfonctionnements ;
2. Proposer des solutions techniques innovantes pour garantir le dimensionnement et le fonctionnement optimal du réseau jusqu'à l'horizon 2060. La conception des deux variantes, prise d'eau sur le Diani et barrage de retenue, est détaillée aux sections qui présentent respectivement les hypothèses hydrologiques, les ouvrages de génie civil et les chaînes de traitement associées ;
3. Élaborer un modèle hydraulique précis du réseau amélioré, intégrant les variantes des solutions proposées : la modélisation et la simulation sous EPANET sont décrites à la section méthodologie commune de choix des pompes, traitement et stockage et leurs résultats sont présentés aux sections précisées pour les conduites de refoulement, d'adduction et le réseau de distribution ;
4. Estimer le coût global des investissements et mener une étude d'impact environnemental et social (EIES) pour garantir la durabilité du projet : les évaluations financières sont consolidées à la section « Étude de faisabilité financière ».

Dans cette optique, deux variantes de conception seront développées afin d'identifier la réponse technique la plus résiliente face aux changements climatiques. Une comparaison multicritère des variantes sera menée, intégrant des paramètres techniques, économiques, sociaux et environnementaux, pour sélectionner l'option garantissant la meilleure performance à long terme. Cette comparaison fait l'objet de la section « Méthodologie de la comparaison multicritère ».

Enfin, le rapport s'articulera autour de cinq grandes parties : les généralités et le contexte de la zone d'étude (Partie II), la méthodologie adoptée (Partie IV), les résultats du dimensionnement et de la modélisation hydraulique (Partie V), la comparaison multicritère des variantes (Partie V), et se terminera par les recommandations stratégiques et la conclusion générale (Partie VI).

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

2.1. Présentation de la structure d'accueil

TERRABO-Ingénieur Conseil (TIC) est une SARL fondée en 1996 par M. KOUAME Konan Séraphin, ingénieur génie civil et docteur en mécanique des fluides. Aujourd'hui, l'entreprise est devenue une référence majeure de l'ingénierie en Afrique, grâce à l'excellence de son management, au professionnalisme de ses experts, au respect strict des cahiers des charges et à l'utilisation d'outils de projet performants, ce qui lui a permis de réaliser des performances.

2.1.1 Localisation géographique

Le siège social de TERRABO-Ingénieur Conseil est établi à II Plateaux Vallon, Rue des Jardins, dans la commune de Cocody, Abidjan. La direction générale de la société est assurée par son fondateur, Monsieur KOUAME Konan Séraphin.

2.1.2 Domaines d'activité

TERRABO-Ingénieur Conseil déploie son expertise dans sept (7) secteurs d'activité stratégiques et complémentaires :

- Transport : Infrastructures routières, ferroviaires, portuaires et aéroportuaires
- Eau : hydraulique, assainissement, traitement et distribution
- Énergie : Production, transport et distribution, y compris les énergies renouvelables
- Bâtiment : ouvrages publics, résidentiels, commerciaux et industriels
- Industrie : génie civil industriel et ingénierie de procédés
- Environnement : Études d'impact, gestion durable et solutions écologiques
- Plateformes logistiques : Conception et aménagement de zones multimodales.

2.1.3 Vision

La vision de TERRABO-Ingénieur Conseil est de devenir un leader de l'intégration africaine en ingénierie, en proposant des solutions techniques, architecturales et environnementales rigoureuses, globales et pérennes, fondées sur la qualité, l'innovation et le développement des compétences internes

L'organigramme de TERRABO-Ingénieur Conseil (TIC) est présenté à la figure 1 ci-dessous

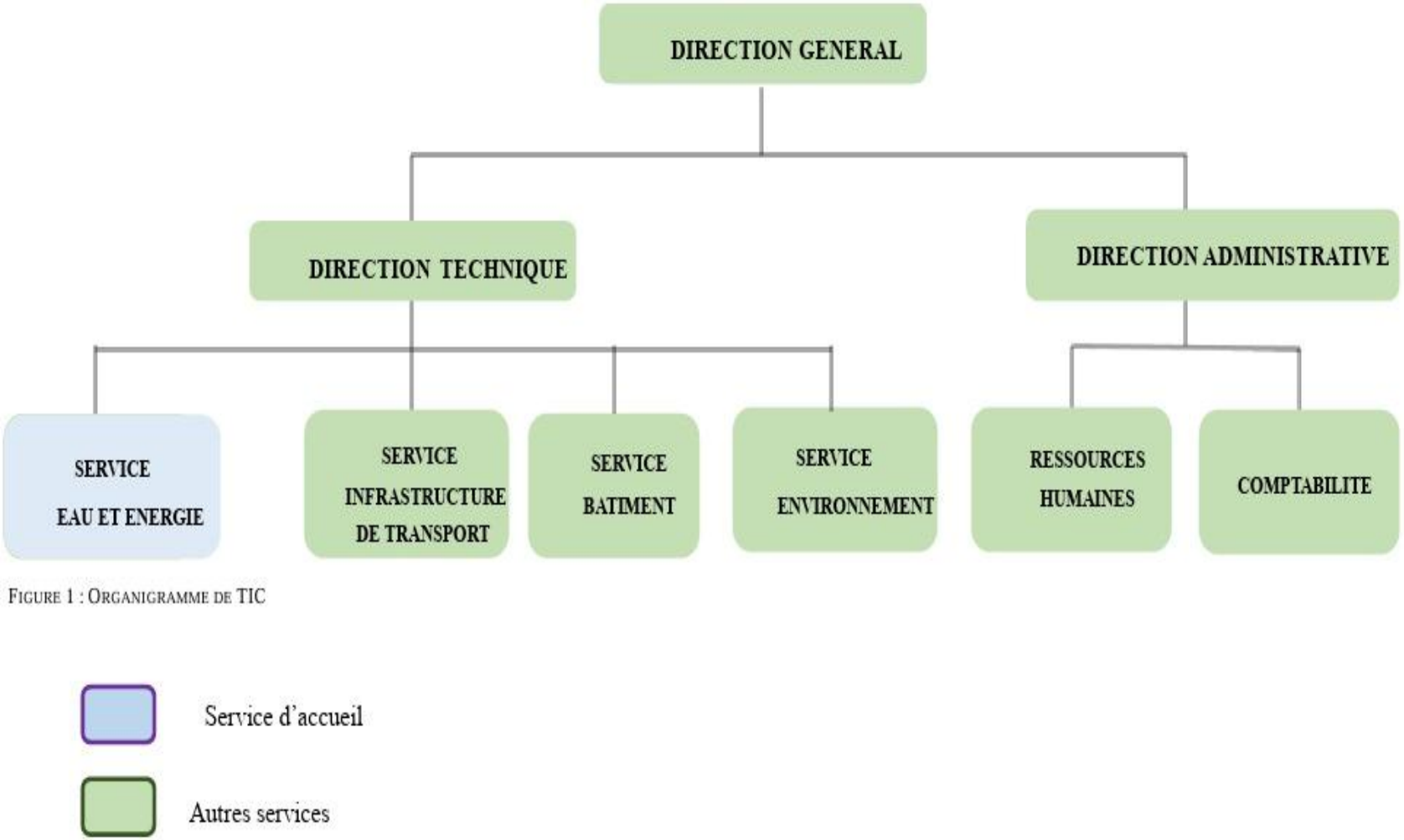


FIGURE 1 : ORGANIGRAMME DE TIC

Source : TERRABO Ingénieur-Conseil /Direction Administrative

2.2. Présentation de la zone d'étude

2.2.1 Localisation de la zone d'étude

La région administrative de N'Zérékoré couvre une superficie de 37,658 km². Elle est située au sud-est du pays. La région est limitée au nord par la région naturelle de la Haute-Guinée, au sud par la République du Libéria, à l'est par la République de Côte d'Ivoire et à l'ouest par la République de Sierra Leone (figure 2). La commune urbaine chef-lieu, N'Zérékoré, située à 954 km de Conakry, s'étend sur 112 km², et est limitée au Nord-Ouest par la commune rurale de Samoe ; au nord-est par la commune rurale de Yalénzou ; et au sud par la commune rurale de Bounouma. Sa population est de 316 065 habitants (RGPH 2025).

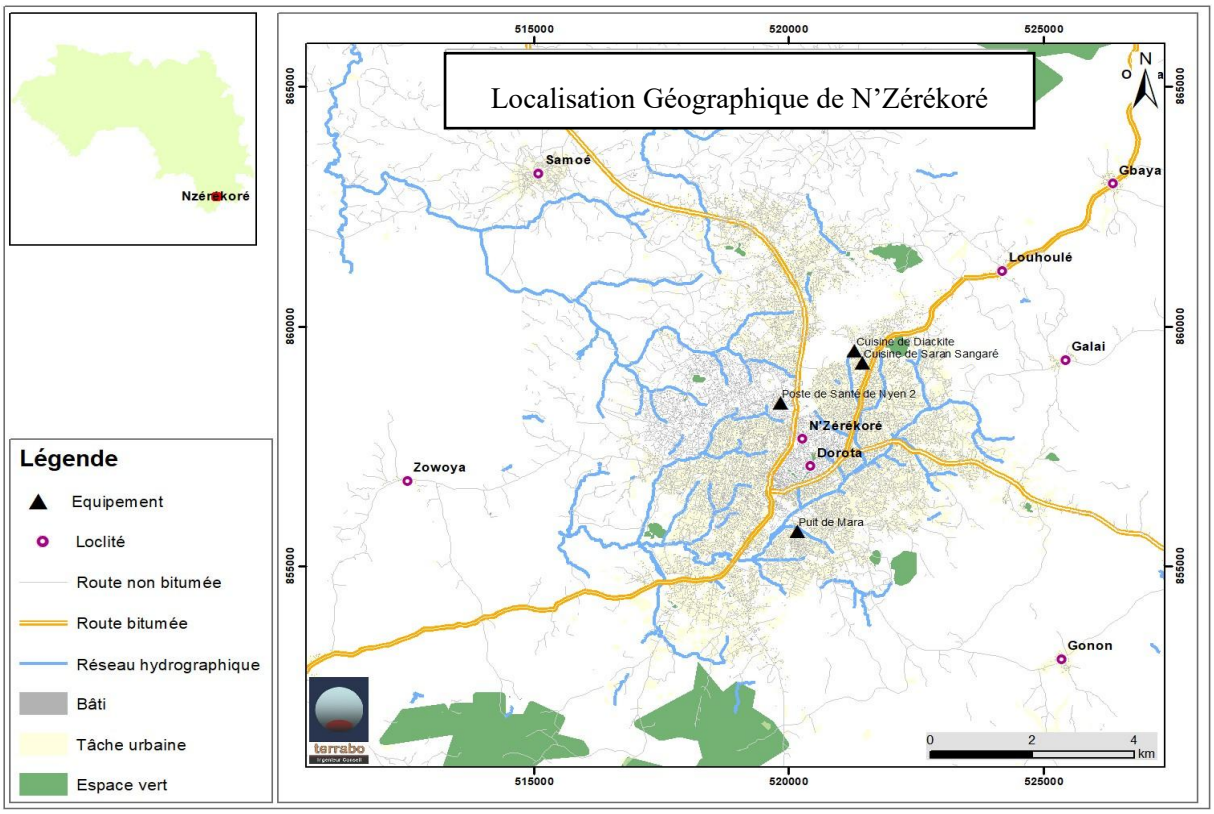


FIGURE 1 : CARTE DE LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE

2.2.2 Cadre physique

a) Climat

Le climat de la région de N'Zérékoré est de type équatorial, marqué par une alternance de deux saisons bien distinctes, une courte saison sèche de trois mois de décembre à février, et une longue saison des pluies de neuf mois de mars à novembre.

b) Température

Les données climatiques analysées proviennent de la station de référence de N'Zérékoré. Le tableau 1 présente les caractéristiques statistiques des températures extrêmes. Le régime annuel des températures montre une homogénéité et une stabilité typiques des régions tropicales.

TABLEAU 1 : PARAMETRES D'ESTIMATION DES TEMPERATURES

Mois	Température maximale	Température minimale
Jan.	32,8	12,4
Fév.	34,7	15,4
Mars	35,1	18,8
Avril	32,6	19,8
Mai	31,1	19,8
Juin	30,1	19,6
Juil.	29,1	19,2
Août	28,4	19,3
Sept	29,6	19,6
Oct.	30,3	19,2
Nov.	31,2	18,0
Déc.	32,2	14,5

Source : station N'Zérékoré :1980-2009

c) Précipitation

Le tableau 2 présente les valeurs minimales, maximales et moyennes des précipitations mensuelles enregistrées au poste pluviométrique de N'Zérékoré. L'analyse des fluctuations mensuelles des hauteurs de pluie permet de mieux délimiter les saisons dans la zone du projet.

TABLEAU 2 : PLUVIOMETRIE MENSUELLE

Paramètre	**Jan.**	**Fév.**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juillet**	**Août**	**Sept.**	**Oct.**	**Nov.**	**Déc.**
Min (mm)	0	0	26	0	94	43	0	0	130	82	2	0
Moy (mm)	11	47	116	154	180	204	223	307	323	192	74	20
Max (mm)	93	120	264	271	314	351	404	540	518	337	204	95

Source : station N'Zérékoré 1980-2009

d) Évaporation

Les fluctuations de l'évaporation indiquent que celle-ci commence à baisser à partir du mois de mars pour atteindre son plus bas niveau en août. Le graphique de la figure 3 donne l'évaporation moyenne de la zone de N'Zérékoré en mm.

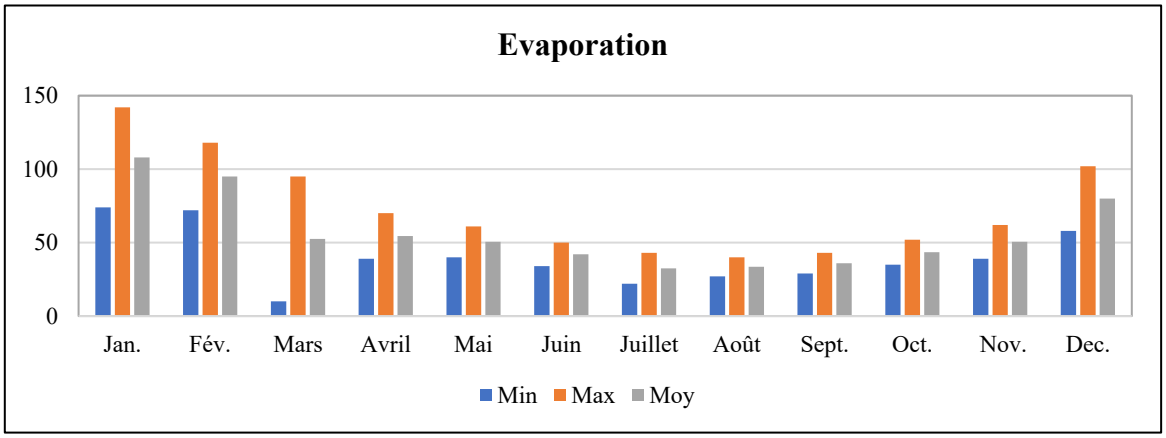


FIGURE 2 : GRAPHIQUE DE CARACTERISTIQUES STATISTIQUES DE L'EVAPORATION

Source : Station N'Zérékoré 1980-2009

e) Hydrographie

Des rivières sillonnent le territoire, reparties dans quatre bassins versants principaux : La Tilé, l'Oulé, la Loffa et le Diani. Les régimes hydrologiques de chaque bassin versant sont directement liés aux précipitations, avec un apport continu durant la longue saison des pluies.

f) Topographie et relief

Le milieu naturel de N'Zérékoré est marqué par une diversité géomorphologique, par exemple, mont Béro au nord, plateaux et collines au-dessus de 500 m, ainsi que vallées, plaines, et bas-fonds.

g) Géologie

Le soubassement géologique de la Guinée est principalement constitué d'un socle de roches éruptives, appartenant à la famille des granites, et de roches métamorphiques datant du Précambrien. On note quelques intrusions d'autres roches de l'ère secondaire comme le granite post-huronien et la kimberlite.

h) Pédologie

À N'Zérékoré, sur le plan morpho-pédologique, on distingue les types de sols suivants :

- Les sols des sommets des hautes et basses collines ;

- Les sols des bordures de bas-fonds ;
- Les sols des plaines alluviales inondables ;
- Les sols de bas-fonds.

2.2.3 Population et démographie

Selon le RGPH de 2025, la population de la région de N'Zérékoré était estimée à 2 481 986 habitants, ce qui témoigne d'une progression démographique soutenue par rapport au recensement précédent de 2014. Le graphique illustré par la figure 4 présente sa projection annuelle de 2014 à 2025.

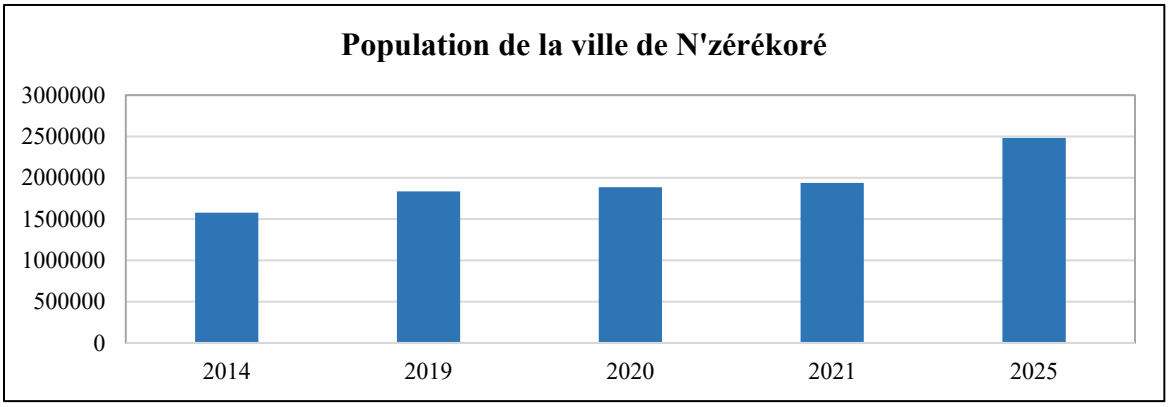


FIGURE 3 : CROISSANCE DE LA POPULATION DE LA VILLE DE N'ZEREKORE

Source : Institut national de la statistique (INS)

a) Activités socio-économiques

L'économie de la commune urbaine de N'Zérékoré repose essentiellement sur l'agriculture et le commerce. À ces deux secteurs s'ajoutent des activités secondaires telles que l'extraction d'huile de palme, l'élevage, les petits métiers et de petites unités de transformation. L'agriculture constitue l'activité dominante des populations. Elle absorbe une part importante de la main-d'œuvre locale en employant près de 60% de la population active de la commune.

2.3. Définition de quelques termes techniques du projet

- **Alimentation en eau potable (AEP)**

Il s'agit du réseau d'approvisionnement de la ville de N'Zérékoré, avec une capacité incluant l'ouvrage de captage, la station de traitement, les réservoirs et le réseau de distribution (Office français de la biodiversité, s.d.). La figure 5 présente une illustration d'un système d'AEP.

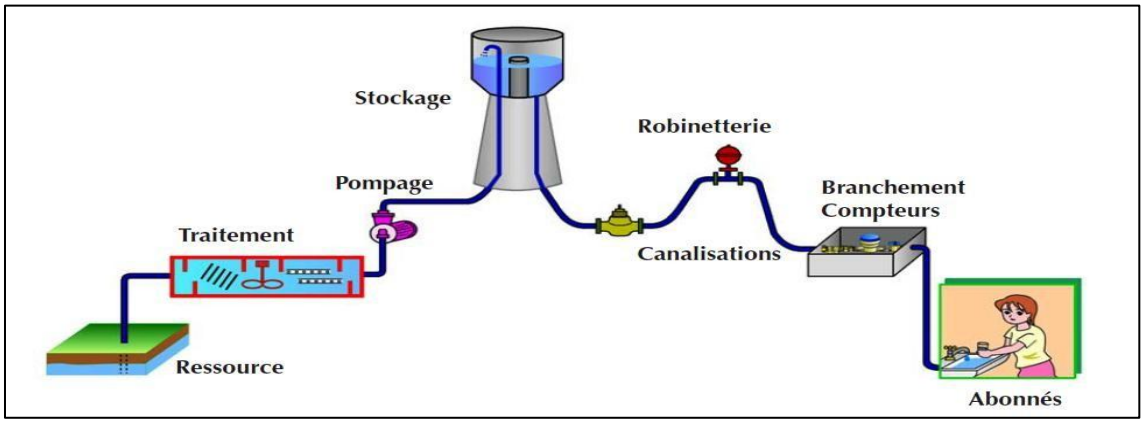


FIGURE 4 : ÉLEMENTS D'UN RESEAU D'EAU POTABLE

Source : Dr Saâdia et Nacer, 2012

- **Besoins en eau potable**

Les besoins en eau potable désignent la quantité d'eau nécessaire pour satisfaire les usages personnels et domestiques d'une personne.

- **Barrage**

Un barrage est un ouvrage hydraulique de retenue d'eau construit en terre ou en béton, permettant de stocker l'eau en amont pour assurer une disponibilité pérenne, et réguler les débits pour répondre aux besoins d'eau des populations.

- **Prise d'eau**

Une prise d'eau est un ouvrage de captage permettant de prélever l'eau directement dans un cours d'eau pour l'acheminer vers une station de traitement.

- **Comparaison multicritère**

La comparaison multicritère est un outil d'aide à la décision utilisé pour sélectionner la variante d'aménagement optimale en se basant sur plusieurs critères techniques, sociaux, économiques et environnementaux contradictoires qui influencent le choix.

Plus précisément, dans cette étude, elle se définit comme une méthode mathématique structurée qui agrège des critères pondérés et note chaque option sur une échelle de 0 à 10, afin de produire un score total permettant un classement objectif.

III. PRESENTATION DU PROJET

3.1. Contexte et Justification

Selon le diagnostic mené, la ville de N'Zérékoré, capitale de la Guinée-Forestière, dispose d'un système d'AEP structuré autour d'une prise d'eau sur la rivière Diani, d'une station de pompage, d'une station de traitement complet, d'une station de refoulement, d'une bâche de 250 m^3 et de deux réservoirs de 1000 m^3. La prise fournit 280 m^3/h d'eau brute via deux conduites en acier, mais la station de traitement n'a actuellement qu'une capacité fonctionnelle de 135 m^3/h, largement insuffisante pour satisfaire la demande. Le fleuve Diani subit également les effets du changement climatique et les activités humaines menacent la qualité de l'eau. En outre, le système, vieux de plus de 40 ans, est vétuste et dysfonctionnel. La justification de ce projet est la suivante : une urgence sanitaire, équité territoriale, la réponse à la démographie et la stratégie nationale de lutte contre la pauvreté (ODD1).

❖ **Objectif général**

L'objectif général de ce document est de « proposer une solution technique et résiliente visant à renforcer le système d'alimentation en eau potable de la ville de N'Zérékoré, afin d'assurer un approvisionnement suffisant, fiable, de qualité et accessible de manière équitable aux populations urbaines ».

❖ **Objectifs spécifiques**

Pour ce faire, la démarche scientifique s'articule autour des objectifs spécifiques suivants :

- Réaliser un diagnostic technique complet et un audit de l'état des infrastructures du réseau existant ;
- Proposer des solutions techniques innovantes pour garantir le dimensionnement et le fonctionnement optimal du réseau jusqu'à l'horizon 2060 ;
- Élaborer un modèle hydraulique précis du réseau amélioré, intégrant les variantes des solutions proposées ;
- Estimer le coût global des investissements et mener une étude d'impact environnemental et social (EIES) pour garantir la durabilité du projet.

Enfin, sur la base de l'ensemble de ces éléments, proposer la solution technique la plus pertinente pour renforcer le système d'AEP de la ville.

3.2. Diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de N'Zérékoré

3.2.1. Ressource en eau

Le fleuve Diani constitue la principale source d'approvisionnement en eau potable de la ville de N'Zérékoré. D'une longueur approximative de 160 km, il draine un bassin versant d'environ 2 600 km². Les figures 6-9 montrent la source d'eau potable avec ses accessoires.



FIGURE 5 : VUE DES EQUIPEMENTS DE LA PRISE D'EAU



FIGURE 6 : PERSPECTIVE DU FLEUVE AU DROIT DE LA PRISE



FIGURE 7 : VUE DE L'AMONT DE LA RETENUE D'EAU



FIGURE 8 : VUE DE L'AVAL DE LA RETENUE

3.2.2. Station d'exhaure

a) Diagnostic des équipements

La station d'exhaure est située dans le village de Yalenzou, à environ 15 km à l'est de N'Zérékoré. L'accès au site emprunte d'abord la route bitumée N'Zérékoré–NZao sur une longueur d'environ 3 km, puis une route en terre non revêtue reliant les localités de NZao et Yalenzou, longue d'environ 12 km. Les figures 10 et 11 montrent l'ouvrage de prise d'eau.



FIGURE 9 : CHEMIN D'ACCES A LA PRISE



FIGURE 10 : SCHEMA GENERAL DE L'OUVRAGE DE PRISE

- **Pompes**

L'aspiration et le refoulement au niveau des pompes d'exhaure sont assurés par deux manchettes en acier, de diamètres respectifs de 200 mm et 150 mm. Un compteur volumétrique de 250 mm, installé sur la conduite de refoulement, permet de mesurer les volumes d'eau brute prélevés dans le fleuve Diani et acheminés vers la station de traitement. Les figures 12 et 13 montrent la canalisation de refoulement et le point d'injection de traitement chimique.



FIGURE 11 : CANALISATION DE REFOULEMENT



FIGURE 12 : POINT D'INJECTION DE TRAITEMENT CHIMIQUE

3.2.3. Station de traitement

a) Type de station de traitement

La station de potabilisation des eaux de N'Zérékoré est de type T3. Sa capacité nominale est de **280 m^3/h**, mais en raison de sa vétusté, sa capacité fonctionnelle actuelle n'est plus que de **135**

m^3/h. En conditions normales de fonctionnement, la station assure les étapes de traitement suivantes : pré-oxydation ; coagulation ; floculation ; décantation ; filtration et désinfection.

b) Diagnostic des équipements

- **Pré-oxydation, coagulation et floculation**

La station dispose par ailleurs de deux bacs en béton armé de forme rectangulaire, d'environ 3 000 litres chacun, destinés à la préparation de sulfate d'alumine. Comme l'illustrent les figures 14-17, les tuyauteries d'injection sont installées de manière non conforme, et plusieurs raccords présentent des ruptures.



FIGURE 13 : LOCAL DE PREPARATION DES PRODUITS



FIGURE 14 : BAC DE PREPARATION DE SULFATE D'ALUMINE



FIGURE 15 : POMPE DOSEUSE POUR INJECTION DE SULFATE



FIGURE 16 : APERÇU DU BAC D'EAU BRUTE

- **Décantation**

Le décanteur de la station de traitement est de type statique, en béton armé, de forme rectangulaire. Le béton, vieux de plus de 40 ans, présente des signes évidents de vieillissement, et les défauts d'étanchéité sont visibles depuis l'extérieur des parois. Les figures 18-21 décrivent les décanteurs à la station de traitement.



FIGURE 17 : COMPARTIMENTS DU DECANTEUR

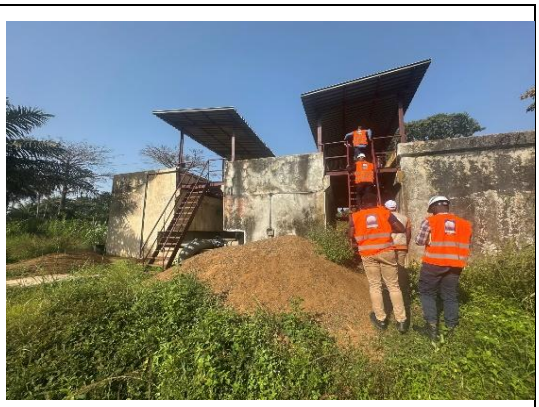


FIGURE 18 : VUE DU DECANTEUR



FIGURE 19 : FORMATION DE CLOQUES SUR LE MUR DU DECANTEUR



FIGURE 20 : CONDUITES D'ALIMENTATION EN EAU DU DECANTEUR

- **Filtration**

La filtration est assurée par quatre filtres gravitaires en béton armé de forme rectangulaire. Ces filtres, réhabilités en 2003, sont alimentés à partir du décanteur via un collecteur en acier de diamètre 300 mm, qui assure la répartition de l'eau décantée sur les quatre unités. Les figures 22 et 23 montrent les différents filtres à la station.



Figure 21 : Vue intérieure du filtre



Figure 22 : Aperçu des filtres à sable

- **Neutralisation**

Le circuit de préparation et d'injection de lait de chaux ainsi que d'eau de chaux saturée est hors service et pratiquement inexistant sur l'ensemble de la filière de traitement de N'Zérékoré.

- **Désinfection**

Le bâtiment de chloration est vétuste et confiné, ne disposant d'aucune ouverture de type claustra pour assurer une ventilation adéquate. Le tableau 3 présente l'état des équipements constaté sur place lors de la visite à la station de N'Zérékoré.

TABLEAU 3 : RECAPITULATIF DU DIAGNOSTIC DE LA STATION DE TRAITEMENT

Ouvrages / équipements	État	Diagnostic
Poste de préparation des réactifs	Fonctionnel	▪ Peinture, murs intérieurs et extérieurs délavés ; ▪ Équipements de traitement, de préparation et de dosage des réactifs (agitateurs et pompes doseuses) tous défectueux ; ▪ Agitateur défectueux au niveau de la préparation de la chaux ; ▪ Bac de préparation très vétuste et dégradé ▪ Coffret de commande électrique vétuste nécessitant une réhabilitation ; ▪ Armoire de commande défectueuse.
Unité de traitement	Fonctionnel	▪ Absence de pré-oxydation ; ▪ Décanteur vétuste ; ▪ Mauvaise décantation ;

Ouvrages / équipements	État	Diagnostic
		▪ Accumulation de boue dans le fond du décanteur ; ▪ Pas d'injection de chaux pour la neutralisation ; ▪ Couches filtrantes épuisées du fait de la mauvaise décantation.
Bâche d'eau traitée	Fonctionnel	▪ Étanchéité de la bâche d'eau à revoir ; ▪ Système de télégestion inexistant.
Poste de reprise	Fonctionnel	▪ 03 pompes existantes fonctionnant ; ▪ 01 pompe de refoulement hors service ; ▪ Coffret de commande électrique vétuste nécessitant une réhabilitation ; ▪ Armoires de commande des pompes vétustes et à réhabiliter ; ▪ Pas d'antibélier ; ▪ Système de télégestion inexistant.

- **Salle de reprise (3 x 70 m^3/h + 1)**

Les pompes aspirent l'eau traitée depuis la bâche de stockage et de reprise de 250 m^3, via un collecteur en acier de diamètre de 300 mm. L'eau est ensuite refoulée vers la ville de N'Zérékoré à travers une conduite de refoulement, également en acier de diamètre 300 mm.

IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

4.1. Démarche globale de l'étude

4.1.1. Recherche documentaire

Au cours de cette phase, nous avons eu recours à divers documents et informations relatifs au projet, qu'ils soient de nature physique ou numérique. Il s'agissait notamment d'études d'adduction d'eau potable déjà réalisée en Guinée et ailleurs, ainsi que de cours sur l'approvisionnement en eau potable (AEP).

4.1.2. Collecte des données

Cette phase a consisté à rassembler les informations essentielles à la bonne conduite de l'étude. Elle a porté particulièrement sur une visite du terrain.

4.1.3. Matériel et outils de traitement

a) Matériel documentaire

Cette étude s'appuie sur le matériel documentaire suivant :

- Carte topographique au 1/2000 couvrant le bassin versant du site du barrage ;
- Données des levés topographiques de la zone du projet ;
- Bilan hydrologique du bassin versant de la prise d'eau sur le fleuve Diani.

b) Matériel informatique

Les logiciels utilisés pour le traitement des données sont présentés dans le tableau 4 :

TABLEAU 4 : MATERIEL INFORMATIQUE UTILISE POUR LES ETUDES

Matériel	Version	But
Word, Excel	Office 2021	Rédaction du rapport, calculs, et présentation.
Google Earth	Pro	Localisation des ressources d'eau, tracé du réseau.
Global mapper	18.3.0	Délimitation du bassin versant, et les courbes de niveau, réseau d'hydrographie.
Mensura	Genius 10.2	Courbe hauteur-volume, modélisation des réseaux d'AEP.
EPACAD	1.0.1	Conversion des fichiers.
EPANET	2.3	Modélisation et la simulation hydraulique du réseau.
AUTOCAD	2023	Vérification et optimisation du réseau de distribution.
Arcgis	10.4	Production des cartes.
CEBELMAIL	Expert	Dimensionnement des ballons antibélier.

4.2. Méthode d'estimation des besoins en eau à l'horizon 2060

4.2.1. Projection démographique

a) Définition des zones à desservir

Ce projet vise l'alimentation en eau des populations de la ville de N'Zérékoré, celles des villages sur l'axe de la conduite d'adduction et les villages dans un rayon de 2 km de la ville de N'zérékoré-Centre. Pour atteindre l'objectif de ce projet, une priorité sera accordée à la

mobilisation de la ressource en eau à l'horizon +30 à partir de 2030 pour l'ensemble de la population des zones à desservir.

b) Hypothèse

La population future a été estimée par application de la méthode de croissance géométrique, selon la formule suivante :

$$P_n = P_o \times (1 + i)^n$$

Avec :

- P_n : population à l'horizon considéré ;
- P_o : population de l'année de référence ;
- i : taux de croissance annuel ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'année cible.

Le taux de croissance annuel retenu pour cette étude est de 3,1 %. Il s'agit du taux moyen d'accroissement annuel de la population guinéenne publié par l'Institut National de la Statistique (INS) à l'issue du dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH 2025). Ce taux constitue la référence nationale officielle pour l'ensemble des projections démographiques en République de Guinée. Le taux national de **3,1 %** est **plus élevé que les estimations antérieures (2,9 %)**. Cette hausse s'explique par l'amélioration de la couverture du recensement et par une croissance démographique effectivement soutenue en Guinée. Dans ce contexte, l'utilisation de ce taux national pour N'Zérékoré est justifiée, car la région connaît des flux migratoires importants liés à des projets économiques majeurs

c) Évolution de la population

L'année de référence pour l'estimation des besoins en eau est 2030. L'horizon de planification a été fixé à +30 ans, divisés en trois (3) phases pour la mobilisation de la ressource en eau. Le tableau 5 nous montre l'évolution de la population.

TABLEAU 5 : ÉVOLUTION DE LA POPULATION DE N'ZEREKORE-CENTRE

Horizon	H+0	H+5	H+10	H+15	H+20	H +25	H+30
Population (hab)	368 188	428 907	499 639	582 036	678 021	789 835	920 089

L'évolution de la population aux différents horizons a été estimée à l'aide de la formule de la croissance géométrique, en appliquant un taux d'accroissement annuel de **3,1% (RGPH, 2025).**

4.2.2. Détermination des paramètres de consommation

a) Consommation spécifique en eau des populations

La consommation spécifique en eau potable est le volume d'eau consommé par un individu par jour. L'hypothèse retenue prévoit une augmentation annuelle de la consommation spécifique de 5 L/hab./jr jusqu'à l'horizon du projet.

b) Coefficient de pointe saisonnière (Cps)

Le coefficient de pointe saisonnière correspond au rapport entre la demande journalière moyenne du mois de pointe et la demande journalière moyenne annuelle. Ce coefficient varie entre 1,2 en zone forestière, et 1,3 en zone savane.

c) Coefficient de pointe journalière (Cpj)

Le coefficient de pointe journalière exprime le retour cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine. Ce coefficient varie généralement entre 1,05 et 1,15 selon les contextes ; et pour les besoins du projet.

d) Coefficient de pointe horaire (Cph)

Le coefficient de pointe horaire rend compte des variations de la consommation d'eau au cours de la journée. Il varie généralement entre 1,5 et 3 selon les contextes et est estimé à partir d'études statistiques menées sur des systèmes similaires (KHALI 2017). L'expression utilisée pour le calcul est la suivante :

$$\boldsymbol{Cph = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q}}}$$

Avec Q : débit (m^3/s)

La demande en eau varie selon les saisons, les jours de la semaine, et les heures de la journée. Pour prendre en compte ces variations liées à la consommation domestique, on applique à la demande en eau les coefficients de variation présentés dans les tableaux 6 et 7.

TABLEAU 6 : PARAMETRES VARIABLES DE BASE DE L'ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Horizon	**H+0**	**H +5**	**H+10**	**H+15**	**H+20**	**H+25**	**H+30**
Années	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
Cons. Spéc. (l/j/hab) Zone urbaine	40	45	50	55	60	65	70

Horizon	**H+0**	**H +5**	**H+10**	**H+15**	**H+20**	**H+25**	**H+30**
Années	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
Cons. Spéc. (l/j/hab) Zone périphérique	30	35	40	45	50	55	60
Taux de raccordement (Tr)	60%	65%	70%	75%	80%	85%	90%

- **Comparaison des hypothèses de consommation avec les références internationales**

Les hypothèses de consommation retenues ,40 à 70 L/hab/j en zone urbaine, sont justifiées par référence au niveau de service de l'OMS :

Niveau OMS	**Quantité (L/hab/j)**	**Seuil atteint dans l'étude**
Accès de base	≈20	2030 (40 L)
Accès intermédiaire	≈50	2040 (50 L)
Accès optimal	> 100	Non atteint (70 L max)

Le seuil de 50 L/hab/j correspond au droit humain à l'eau (ONU, 2010). L'étude progresse réalistement de 40 L (2030) à 70 L (2060).

En contexte ouest-africain, la valeur de 70 L/hab/j est comparable aux standards des opérateurs régionaux (SODECI : 60–70 L/hab/j), renforçant la crédibilité des hypothèses.

Les hypothèses sont conformes aux références OMS, prudentes et réalistes. Une actualisation est recommandée dès que des données locales de la SEG seront disponibles.

TABLEAU 7 : PARAMETRES INVARIABLES DE BASE DE L'ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Paramètres	**Valeurs**	**Unité**	**Justification**
Coefficient de pointe saisonnière (Cps)	1,2	-	Zone forestière
Coefficient de pointe journalière (Cpj)	1,05	-	Valeur conventionnelle retenue
Coefficient de point horaire (Cph)	1,5	-	Valeur conventionnelle retenue faute de données locales ; utilisée par les bureaux d'études pour ce type de projet
Rendement du réseau (Nr)	85	%	Pertes physiques estimées (15%)
Rendement de traitement (Nt)	95	%	Pertes au traitement (5%)

Paramètres	Valeurs	Unité	Justification
Temps de fonctionnement (T)	20	h	Pompage 20h/24h, avec 4h de repos pour maintenance

4.2.3. Calculs des besoins en eau et débits de dimensionnement

a) Besoin en eau

Pour l'estimation des besoins en eau, on procède à un inventaire des postes de consommation et à l'application de ratios spécifiques. Les principaux postes identifiés sont :

- Les ménages qui génèrent les besoins domestiques de référence ;
- L'administration, dont le besoin est estimé à 10% des besoins domestiques ;

Besoin domestique : $B_d = Population \times consommation\ spécifique$ (m^3/j)

Besoin journalier : $Bjm = Bdomestique + Bsocio\text{-économique}$ (m^3/j)

b) Débits de dimensionnement

On distingue plusieurs débits de dimensionnement :

- **Débit de production (Q_{prod})**

Le débit de production sert au calcul des ouvrages de production et de la conduite de refoulement.

- **Débit d'adduction (Q_{add})**

Le débit d'adduction est nécessaire au dimensionnement de la bâche d'eau traitée et les conduites d'adduction.

- **Débit de distribution (Q_{ph})**

Le débit de distribution est calé sur la pointe horaire.

- **Débit de pointe horaire**

Le calcul du débit de pointe horaire est nécessaire pour dimensionner les diamètres des conduites de distribution, en tenant compte du débit d'incendie.

Les formules ci-dessous présentent l'ensemble des équations pour évaluer des besoins de pointe :

- Débit de production (Q_{prod}) : Qprod = $\frac{Bjp\ (EB)}{Tf}$ (m^3/h)
- Débit d'adduction (Q_{add}) : Qadd = $t_r \times \frac{B_{jm}}{N_r T}$ (m^3/h)
- Débit de distribution (Q_{ph}) : Qph = $\frac{B_{jm} C_{ps} C_{pj}}{\eta_r T}$ (m^3/h)

- Demande du jour de pointe (Djp) : Djp= $tr \times \frac{Bjm}{Nr \times \mathrm{NT}}$ (m^3/j)
- Débit de pointe horaire (Qph) : $Qph = tr \times \frac{Bjm}{Nr \times 24} \times Cph$ (m^3/h)

4.3. Méthodologie de conception et de dimensionnement des variantes

4.3.1. Proposition de deux variantes techniques pour le renforcement du système AEP de N'Zérékoré-centre

Cette étude porte sur la refonte du système d'AEP de la ville de N'Zérékoré centre. Le diagnostic initial révèle l'incapacité des infrastructures actuelles, datant de 1972, à répondre à la demande hydrique contemporaine, justifiant le dimensionnement d'un réseau neuf avec un horizon de planification fixé à 2060. Pour répondre à cet objectif, deux solutions d'aménagement sont modélisées : **un captage direct sur un fleuve** et **la construction d'un barrage de retenue**. La méthodologie s'appuie sur une comparaison multicritère visant à identifier l'alternative la plus viable pour assurer un approvisionnement en eau fiable, suffisant et conforme aux normes de qualité.

4.3.2. Variante 1 : nouvelle prise d'eau sur le fleuve Diani

4.3.2.1. Choix et description du nouveau fleuve sélectionné

Le site de captage retenu est le fleuve Diani situé à 4 km de Macenta. Il sépare les préfectures de Macenta et N'Zérékoré. Le bassin versant du Diani dispose d'une ressource annuelle importante, estimée à 1480,71×10^6 m^3/an, ce qui traduit la disponibilité globale du milieu en eau de surface.

a) Caractéristique hydrologique du fleuve Diani

Le fleuve Diani en Guinée forestière présente un régime hydrologique tropical de transition, simple et unimodal. L'analyse climatique de la station de N'Zérékoré indique une pluviométrie annuelle moyenne de **1 842 mm**, une saison sèche de novembre à mars et une saison pluvieuse d'avril à octobre. Les données hydrométriques ont permis d'estimer les débits moyens, les crues et les étiages, montrant une forte variabilité interannuelle avec des périodes sèches et humides. La ressource en eau de surface est largement disponible : le débit caractéristique d'étiages se situe entre **8** et **50 m^3/s**, ce qui garantit une capacité de prélèvement confortable même en période sèche.

4.3.2.2. Ouvrages de prise d'eau

La technologie de captage retenue est une prise d'eau de type « mât oscillant » : une prise flottante mobile utilisée en rivière. Une crépine d'aspiration y sera installée et reliée à la berge par une tuyauterie. La tranchée sera ensuite remblayée avec des graviers qui protègent la crépine et les tuyaux tout en permettant le passage de l'eau.

4.3.3. Variante 2 : Construction d'un barrage de retenue

4.3.3.1. Étude hydrologique

a) Étude de la morphologie du bassin versant

Cette analyse repose sur l'exploitation de données numériques et l'utilisation d'outils de SIG. Les paramètres géométriques et topographiques à déterminer sont : la superficie et le périmètre, la forme du bassin versant et l'indice de pente global.

b) Caractérisation de la saison

La caractérisation des saisons repose sur l'analyse du bilan climatique mensuel, à travers le calcul du déficit hydrique climatique (Sivakumar, 1987). Le déficit hydrique climatique se définit par la différence entre les précipitations et l'évapotranspiration potentielle.

$$D = P - ETP$$

Avec :

- P : pluviométrie mensuelle (mm)
- ETP : évapotranspiration potentielle mensuelle (mm)
- D : déficit hydrique climatique mensuel (mm).

Pour cette étude, les données climatiques proviennent de la station synoptique de N'Zérékoré. Si **D > 0**, le mois est classé comme humide ; et si D < 0, le mois est classé comme sec.

c) Calcul des apports moyens

- **Calcul des apports moyens par ruissellement**

Pour estimer des apports d'eau à l'échelle annuelle, deux approches ont été mobilisées : la méthode de Turc (1955).

$$D = \frac{P}{\sqrt{0{,}9 + \frac{P^2}{(300 + 25 \times T + 0{,}05 \times T^2)^2}}}$$

Avec :

- P : pluie moyenne annuelle (mm) ;

- T : température moyenne annuelle (°C) ;
- D : déficit d'écoulement (mm).

- **Calcul des apports moyens par précipitation directe**

Les apports d'eau précipités directement sur la superficie d'une retenue sont calculés par l'équation suivante :

$$V_p = S \times H$$

Avec :

- Vp : volume d'eau précipité directement dans la retenue (m^3) ;
- S : surface de la retenue (m^2) ;
- H : hauteur de pluie (m).

Si la hauteur de pluie est exprimée en mètres et la surface en m^2, le volume obtenu est en m^3.

d) Calculs des pertes dans la retenue

- **Pertes par dépôts solides**

Aucune mesure du transport solide n'étant disponible pour les cours d'eau du site du projet, l'estimation des apports solides ne peut reposer que sur des approches empiriques.

La méthode de l'EIER-CIEH est proposée pour calculer ces apports. L'équation est la suivante :

$$D = 700 \times \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} \times S^{0,1}$$

Avec :

- D : dégradation spécifique annuelle ($m^3/km^2/an$) ;
- P : pluviométrie moyenne interannuelle (mm) ;
- S : superficie du bassin versant (km^2).

- **Perte par infiltration**

Les infiltrations suivant la construction de la retenue seront estimées à 10 % de la hauteur utile de la réserve (Durand et al. 1999). Le volume infiltré a été évalué selon la relation suivante :

$$V_{inf} = (V_{rn} - V_{min}) \times 0{,}10$$

Avec :

- V_{inf} : Volume d'eau infiltrée (m^3) ;
- V_{rn} : Volume à la cote de la retenue normale (m^3) ;
- V_{min} : Volume d'eau au niveau minimal d'exploitation (m^3).

- **Perte par évaporation sur la retenue**

Les volumes évaporés sont estimés à partir de la relation suivante (Neitsch et al., 2011) :

$$V_{ep} = 10 \times \eta \times \text{ETP} \times S_R$$

Avec :

- V_{ep} : volume d'eau évaporé au niveau de la retenue (m^3/j) ;
- η : coefficient de conversion de l'évapotranspiration potentielle (Valeur retenue : 0,6) ;
- ETP : évapotranspiration potentielle (mm/j) ;
- S_R : surface de la retenue (ha).

Ensuite, le volume mensuel évaporé s'obtient en multipliant la valeur journalière par le nombre de jours du mois.

- **Bilan hydrique de la retenue**

Le bilan hydrique permet d'estimer la quantité d'eau évacuée par le déversoir à l'échelle annuelle. La formule suivante permet d'évaluer le taux de remplissage de la retenue :

$$T_R = \frac{Volume\ des\ apports}{Volume\ de\ la\ retenue}$$

e) Estimation du débit de crue

Pour estimer le débit de crue à l'exutoire du bassin versant, nous avons fait appel aux deux méthodes CIEH et ORSTOM qui sont des méthodes adaptées aux zones non jaugées.

- **Méthode CIEH -** Méthode de régression multiple

Le bassin versant étant non jaugé, le débit de crue décennale sera déterminé par la méthode de CIEH développée par Pueuch et Chabi-Gonni, 1994. L'équation générale du débit est la suivante (Kouassi, 2016) :

$$Q_{10} = a \times S^b \times Pan^c \times Ig^d \times Kr_{10}^e$$

Avec :

- Q_{10} : débit de crue décennale (m^3/s) ;
- a,b,c,d,e : coefficients de la régression multiple ;
- S : superficie du bassin versant (km^2) ;
- Pan : pluie annuelle moyenne (mm) ;
- Ig : indice global de pente (m/km) ;
- Kr_{10} : coefficient de ruissellement décennal.

- **Méthode ORSTOM**

Selon cette méthode, une crue décennale est générée par une pluie décennale, en considérant que les autres conditions correspondent à celles observées le plus couramment. Le volume ruisselé (*Vr*) se calcule par l'équation suivante :

$$V_r = K_r \times V_p$$

Avec :

- Vr : volume ruisselé (m^3) ;
- Kr : coefficient de ruissellement ;
- Vp : volume d'eau précipité (m^3).

Le débit est par ailleurs conditionné par le coefficient de pointe de crue (K), qui dépend des caractéristiques géomorphologiques et du couvert végétal. Ce coefficient est défini par l'équation suivante :

$$K = \frac{Q_{10}}{Q_m}$$

Avec :

- K : coefficient de pointe de crue ;
- Q_{10} : débit maximal de ruissellement pour la crue décennale (m^3/s) ;
- Q_m : débit moyen de ruissellement de la crue décennale calculé sur un temps de référence égal au temps de base (m^3/s).

Plus la valeur de K est élevée, plus la pointe de l'hydrogramme de crue est aiguë.

- **Passage de la crue décennale à la crue centennale : Méthode GRADEX**

La méthode GRADEX permet d'estimer la crue centennale Q100 à partir de la crue décennale à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_{100} = C \times Q_{10} = (1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12} \times Kr_{10}) \times Q_{10}$$

Avec :

- C : coefficient majorateur ;
- P_{10} : précipitation journalière de période de retour de 10 ans (mm) ;
- P_{100} : Précipitation journalière de période de retour de 100 ans (mm) ;
- T_b : temps de base (h) ;
- Kr_{10} : coefficient de ruissellement décennal.

Il convient de noter qu'au cours du projet, une période de retour de 100 ans a été retenue pour l'évaluation de la crue. En plus, pour le dimensionnement des barrages en terre, la période de retour peut être déterminée à partir de la relation de Degouté, 1997. Celle-ci établit une corrélation entre la hauteur de la digue, la capacité maximale de stockage de la retenue à la cote du seuil et la période de retour. Le tableau 8 donne les choix de la période de retour (Karambiri, 2007).

TABLEAU 8 : CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR

$H^2\sqrt{V}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	>700
Période de retour (années)	100	500	1000	5000	10000

Source : (KARAMBIRI, 2007)

Avec :

- H : hauteur du barrage (m) ;
- V : volume de la retenue (m^3).

- **Justification du choix de la période de retour**

Le choix de la période de retour pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue constitue une décision fondamentale qui engage la sécurité de l'ouvrage et des populations situées à l'aval. Pour ce projet, une période de retour centennale (100 ans) a été retenue comme hypothèse de dimensionnement. Ce choix s'appuie sur plusieurs arguments techniques et réglementaires.

1. **Vulnérabilité des ouvrages en terre**

Le barrage de retenue projeté à Karana est un barrage en enrochement avec noyau, c'est-à-dire un ouvrage en terre. Ce type d'ouvrage présente une vulnérabilité particulière face aux surverses : une surverse de quelques centimètres pendant quelques heures peut suffire à provoquer une brèche. Le sous-dimensionnement des évacuateurs de crues constitue d'ailleurs l'une des causes principales de rupture de barrages au niveau mondial.

2. **Fondement réglementaire et pratique régionale**

Bien que la réglementation guinéenne ne fixe pas explicitement une période de retour minimale, elle s'inspire des standards internationaux. Le Comité Interafricain d'Études Hydrauliques (CIEH) recommande, dans ses guides de conception des petits barrages, l'utilisation d'une crue de période de retour comprise entre **100 et 1000 ans** selon la classification de l'ouvrage et les enjeux à l'aval.

3. **Critères ayant guidé le choix**

Critère	Justification
Type d'ouvrage	Barrage en enrochement avec noyau (sensibilité à la surverse)
Classe de l'ouvrage	Petit barrage (capacité de stockage < 50 millions de m³)
Enjeux à l'aval	Populations rurales et infrastructures (risque modéré)
Coût du dimensionnement	Équilibre entre sécurité accrue et surcoût supportable

4. **Marge de sécurité et durée de vie**

L'horizon de dimensionnement du projet est fixé à **40 ans** (durée de vie de l'ouvrage ; à distinguer de l'horizon des besoins en eau, fixé à 30 ans / 2030-2060). En adoptant une période de retour de 100 ans, on garantit que la probabilité qu'une crue excédant l'événement de dimensionnement se produise pendant la durée de vie de l'ouvrage reste modérée, ce qui est jugé acceptable pour un ouvrage de cette importance.

5. **Sécurité supplémentaire intégrée**

Outre le choix de la crue centennale, des marges de sécurité complémentaires ont été intégrées au dimensionnement :

- Une **revanche** de 0,85 m protégeant l'ouvrage contre les effets du vent et des vagues ;
- Une **hauteur libre de sécurité** de 0,65 m au-dessus du niveau des plus hautes eaux (PHE) ;
- Une capacité de stockage résiduelle au-dessus du seuil de l'évacuateur (effet de laminage).

Le choix de la période de retour de 100 ans résulte d'un **équilibre rigoureux** entre le niveau de sécurité requis pour un ouvrage en terre vulnérable, les contraintes économiques du projet, et les pratiques régionales recommandées par le CIEH.

4.3.3.2. Étude topographie et de télédétection du barrage

a) Choix du site

À partir du réseau hydrographique couvrant la zone d'étude généré sur Global Mapper, les principaux axes d'écoulement ont été identifiés. Cette analyse a permis de déterminer plusieurs points d'exutoire potentiels, susceptibles de mobiliser un volume d'eau significatif, en tenant compte de l'horizon du projet. Ce double critère vise à minimiser le volume de remblai nécessaire à la construction de la digue tout en maximisant le volume d'eau dans la retenue.

b) Localisation du site du barrage

La localisation du site du barrage a été réalisée à l'aide d'outils Google Earth. L'exploitation des images satellites et des données altimétriques a permis d'effectuer une première analyse morphologique de notre zone d'étude, après que la visibilité des sections de vallée les plus favorables à la création d'un barrage a été retenue.

c) Délimitation du bassin versant

La délimitation du bassin versant a été réalisée à partir d'une carte topographique au 1/50000 recouvrant la zone d'étude. Ensuite, en fonction de la digue tracée, les points les plus hauts ont été identifiés en parcourant les courbes de niveau et en repérant le thalweg et la représentation du réseau hydrographique du bassin.

d) Établissement de la courbe hauteur-volume

La modélisation du terrain sur Mensura, qui exploite les courbes de niveau intersectant l'axe de la digue, a permis de calculer les surfaces et volumes de la retenue à partir du fond.

Pour chaque courbe de niveau, la surface encerclée a été délimitée par le logiciel, puis les volumes partiels entre deux courbes successives ont été obtenus par intégration.

e) Calcul du volume utile de la réserve

Le volume utile de la réserve a été obtenu par la différence entre le volume d'eau stocké à la cote du seuil ou du PEN et le volume d'eau qui est présent à la cote de l'ouvrage de prise.

4.3.3.3. Dimensionnement de la digue

a) Détermination des cotes caractéristiques

La cote caractéristique de ce projet est définie comme l'altitude de la crête de la digue. Elle est le résultat de l'addition de la cote du fond et de la hauteur totale de l'ouvrage. Elle est calculée par la formule suivante :

$$Cp = PHE + Rv + a.$$

Avec :

- Cp : cote du projet (m) ;
- PHE : niveau des plus hautes eaux ;
- Rv : hauteur de montée des vagues : hauteur libre de sécurité. Cette valeur est généralement comprise entre 0,4 et 0,6 pour les petits barrages en terre.

b) Revanche (Rv)

La revanche est la hauteur comprise entre le PHE et la crête du barrage. Elle est constituée d'une marge de sécurité, et sera calculée par l'approche de Mallet et Pacquant (Gueye 2010). Dans un premier temps, il s'agissait d'évaluer le fetch exposé au vent. Cette longueur a été déterminée à partir du logiciel Mensura. On calcule ensuite la hauteur des vagues comme suit :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}$$

Avec :

- h : hauteur des vagues (m) ;
- f: fetch.

La vitesse de propagation des vagues pour des hauteurs entre 0,5 et 2 m est évaluée ensuite :

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \quad \text{(m/s)}$$

Enfin, la revanche *Rv* a été obtenue par cette équation :

$$Rv = A \times (h + \frac{V^2}{2g}) \text{ (m)}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur (9,8 m/s²) ;
- h : hauteur des vagues ;
- V : vitesse de propagation ;
- A : coefficient de sécurité (A = 0,75).

c) Hauteur libre de sécurité

La hauteur libre de sécurité est une réserve située entre la revanche, et la crête de la digue. Pour les petits barrages en terre, elle est située entre 0,4 et 0,6 m (Rodriguez, 2014).

d) Caractéristiques géométriques de la digue

- **Largeur en crête**

La largeur en crête de la digue est déterminée par la relation suivante (formule de KNAPPEN) :

$$B = 1{,}65\sqrt{hd}$$

Avec

- B : largeur en crête de la digue (m) ;
- Hd : hauteur au droit de la digue (m).

- **Protection du talus amont et aval**

Pour la protection du talus amont, l'utilisation d'une couche de terre végétale d'une épaisseur entre 0,20 et 0,30 m sera utilisée (Rodriguez, 2014). Pour des hauteurs de vagues comprises entre 0,62 m et 1,2 m : e = **0,45 m** ; et D50min = **0,25 m**

Avec :

- e : épaisseur d'enrochement ;
- D_{50} : diamètre minimal.

Pour une protection du talus aval, nous avons opté pour un enrochement sur des couches de filtres et de terre végétale.

4.3.3.4. Étude hydraulique du barrage

L'étude hydraulique permettra de dimensionner les ouvrages constitutifs du barrage tels que l'évacuateur de crue : seuil, chenal, convergent, coursier, bassin de dissipation, et l'ouvrage de vidange.

a) Dimensionnement des ouvrages essentiels de l'évacuateur de crue

Les évacuateurs de crue sont des dispositifs de sécurité installés dans les barrages pour assurer l'évacuation des crues exceptionnelles et leur restitution dans le thalweg en aval.

- **Dimensionnement du seuil**

Les seuils normaux, de préférence à profil Creager, sont des déversoirs dont la partie aval est profilée de sorte à prendre la forme de la lame déversante. La figure 24 suivante permet de déterminer le profil d'un déversoir à parement amont vertical.

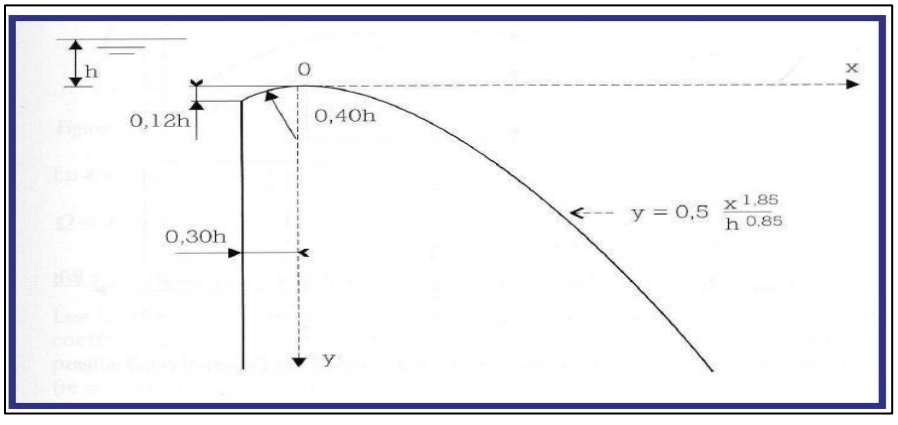


FIGURE 23 : PROFIL DE LA LAME DEVERSANTE

Source : Gueye 2010

Nous avons retenu 1,5 m pour la charge hydraulique au-dessus du déversoir (Compaoré, 1996).

- **Calcul de la longueur déversante**

La formule du débit sur seuil dénoyé sera utilisée pour le calcul de la longueur déversante :

$$Qp = m \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}$$

Avec :

- Qp : débit sur le seuil (m³/s) ;
- L : longueur déversante (m) ;
- h : charge sur le seuil (m) ;
- m : coefficient de débit sur le seuil ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

Le coefficient de débit *m* sera calculé à travers l'abaque en Annexee 4 en fonction de *h* et *P*.

- **Prise en compte de l'effet de laminage**

Le calcul du laminage s'appuie sur l'hydrogramme de crue et la courbe hauteur-volume de la retenue, tandis que le temps de montée est estimé à partir du relief et de la superficie du bassin versant à l'aide d'un abaque. (Annexe 3)

- **Méthode EIER-CIEH ou méthode du x_0**

L'effet de laminage est calculé par le coefficient β comme suit :

$$\beta = \frac{Q_{e,max}}{Q_{c,max}}$$

Avec :

- $Q_{e,max}$: débit maximum de l'hydrogramme de crue entrant (m³/s) ;
- $Q_{c,max}$: débit maximum évacué (m^3/s).

La valeur de β est déduite sur l'abaque de l'Annexee 4 en fonction de log_{10} et x_0 est défini par :

$$X_0 = \frac{m^2 \times g \times L_i^2 \times Q_{c,max} \times T_m^3}{S^2}$$

Avec :

- m : coefficient de débit de l'évacuateur (m) ;
- Li : longueur du déversoir (m) ;
- $Q_{c,max}$: débit de projet (m³/s) ;
- T_m : temps de montée des eaux (s) ;
- S : Surface normale de la retenue (m).

b) Dimensionnement du chenal

Le chenal, de même largeur que le seuil, présente une pente faible permettant d'assurer un écoulement fluvial. Il fait suite au déversoir dans le cas d'un évacuateur à surface libre et adopte une section généralement rectangulaire. La profondeur normale se déduit par la formule suivante :

$$Q = K \times S \times R^{2/3} I^{1/2}$$

Avec :

- Q : débit (m^3/s) ;
- K: coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$) ;
- S : section mouillée (m^2) ;
- R : rayon hydraulique (m) ;
- I : pente de la ligne d'énergie (m/m).

Dans la section rectangulaire de largeur L (m) :

$$R = \frac{S}{L + 2y_n} \text{ et } S = L\, y_n$$

Avec :

- S : section mouillée (m^2) ;
- R : rayon hydraulique (m) ;
- Y_n : profondeur normale (m).

Les conditions d'écoulement sont donc vérifiées en calculant la profondeur critique. Pour un canal rectangulaire :

$$Y_c = \left(\frac{Q^2}{g\, L^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- Yc : profondeur critique (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s^2).

L'écoulement est fluvial si $y_n > y_c$

c) Dimensionnement du coursier

Le coursier rectangulaire, à forte pente et à largeur égale à deux fois le tirant d'eau, assure un écoulement torrentiel et sa longueur minimale est déterminée à partir de la formule ci-après :

$$L = 2{,}5 \times (l_1 - l_2)$$

Avec :

- l_1 : largeur au plafond du bief amont (m) ;
- l_2 : largeur au plafond de la section de contrôle (m).

- **Calcul du tirant d'eau**

Nous avons procédé au calcul du tirant d'eau dans le coursier selon la procédure suivante :

- À la section de contrôle, le tirant d'eau est égal à la profondeur critique : $y = y_c$;
- Pour tout le long du coursier, nous avons $y < y_c$.

L'estimation de y tout au long du coursier est ensuite réalisée sur l'abaque en Annexee 2.

L'abaque permet de déterminer le tirant d'eau y le long du coursier à partir de la formule suivante :

$$\frac{y}{H_s} = f\left(\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times Hs^{2/3}}\right)$$

Avec :

- Q : débit du projet (m^3/s) ;
- y : tirant d'eau dans le coursier (m) ;
- l : largeur du coursier (m) ;
- H_s : énergie spécifique (m).

A la section de contrôle : $H_c = 1{,}5 \times y_c$

Dans une section quelconque : $H_s = \Delta H - pertes\ de\ charge$. (Js sera calculée par les formules usuelles).

- **Calcul de la revanche**

La revanche dans le coursier est évaluée par la relation suivante :

$$R = 0{,}6 + 0.05 \times V \times \sqrt[3]{y}$$

Avec :

- R : Revanche du coursier (m) ;
- V : Vitesse (m/s) ;
- y : Tirant d'eau (m).

d) Dimensionnement du bassin de dissipation

Le choix du type de bassin s'est porté sur un bassin à ressaut parce qu'il est très efficace pour dissiper l'énergie de l'eau et la stabilité des berges à l'aval. Ses caractéristiques dépendent du nombre de Froude calculé selon l'expression suivante :

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

y_1 : Tirant d'eau en régime torrentiel avant le ressaut (m)

Le dimensionnement consistera à donner une longueur supérieure à la longueur du ressaut et une profondeur D telle que $y_2 - D \leq y_n$.

- **Détermination du tirant d'eau aval y_a**

Le tirant d'eau à l'aval du bassin de dissipation sera évalué comme suit : à l'aide d'une courbe de tarage, et par application de la formule de Manning Strickler où Y_n est déterminé par l'itération.

4.3.3.5. Ouvrages de prise d'eau

La prise d'eau retenue pour le barrage est une station **HYDROMOBIL** à prise d'eau flottante sur barge, composée d'une barge, d'une embarcation et d'un module de captage.

4.3.4. Méthodologie commune de choix des pompes, traitement et stockage

4.3.3.1. Stations d'exhaure

a) Choix des pompes

Le choix d'une pompe repose sur le débit et la hauteur manométrique totale (HMT). Elle se calcule à partir des hauteurs géométriques d'aspirations et de refoulement.

$$HMT = Hgéo + \Delta H + P_{résiduelle} \text{ (mCE)}$$

Avec :

- Hgéo : hauteur géométrique (m) ;
- ΔH : pertes de charge totales (m).

Les caractéristiques des pompes seront données par le logiciel Grundfos lorsque la pompe sera choisie.

b) Puissance hydraulique

Elle a été calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$P_h = HMT \times \rho \times g \times Q$$

Avec :

- P_h : puissance hydraulique (watt) ;
- Hmt : hauteur manométrique totale (m) ;
- $\boldsymbol{\rho}$: masse volumique de l'eau (kg/m^3) ;

- g : gravité de la pesanteur (m/s²) ;
- Q : débit (m^3/s).

c) Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe a été calculée à l'aide de la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{P_h}{\eta}$$

Avec :

- P_{abs} : puissance absorbée par la pompe (W) ;
- P_h : puissance hydraulique (W) ;
- η : rendement de la pompe (%).

d) **Puissance électrique de la pompe**

La puissance électrique de la pompe se calcule par la formule suivante :

$$P_{elec} = \frac{P_{abs}}{\eta_m}$$

Avec :

- P_{elec} : Énergie consommée par le moteur (W) ;
- P_{abs} : Puissance absorbée par la pompe (W) ;
- η_m : Rendement du moteur (%).

4.3.2.2.Station de traitement

Selon le suivi environnemental de la zone du projet pour le fleuve Diani comme pour le barrage, l'eau brute présente une forte coloration, une faible turbidité, une minéralisation élevée et un caractère agressif vis-à-vis du pH d'équilibre. Sa teneur en fer est également importante, tandis que les composés azotés, notamment l'ammoniaque, restent conformes à la norme. Pour la rendre potable, elle devra subir les étapes suivantes : pré-oxydation, coagulation, floculation, décantation, filtration, désinfection, neutralisation. Le dimensionnement de la station est présenté en Annexee 6. La figure 25 détaille les étapes de traitement de l'eau potable.

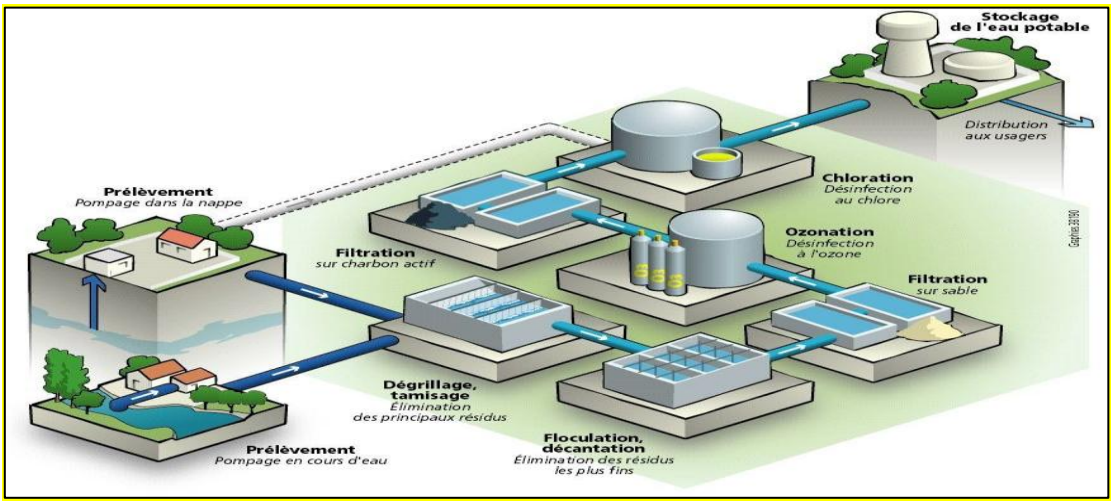


FIGURE 24 : ÉTAPES DE TRAITEMENT EAU POTABLE

Source : https://www.services.eaufrance.fr/gestion-services-eau-potable-le-traitement

4.3.2.3.Réseau d'adduction

a) Dimensionnement des conduites de refoulement

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le diamètre dont certaines sont données dans le tableau 9 ci-dessous :

TABLEAU 9 : DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE REFOULEMENT

Formules	Équation
Bresse	$D(m) = 1{,}5\ Q^{0,5}(m^3/s)$
Bresse modifiée	$D(m) = 0{,}8Q^{1/3}$
Munier	$D(m) = (1 + 0{,}02n)Q^{0,5}$
Bonin	$D(m) = Q^{0,5}$
A.Bedjaoui, Pr B. Achour, M.T. Bouziane	$D(m) = 1{,}27\ Q^{0,5}$

Avec :

- D : diamètre théorique (m) ;
- n : nombre d'heures de pompage par jour (h) ;
- Q : débit de pompage (m^3/s).

Les conduites de refoulement sont dimensionnées de manière à respecter la condition de Flamant : $V\ (m/s) \leq 0{,}6 + D(m)$; avec D : diamètre intérieur de la conduite (m).

Les conditions de vitesse et de pertes de charge dans les conduites sont les suivantes :

0,5 ≤ V ≤ 1,5 m/s et **1 ≤ Pdc ≤ 2** m/km.

L'expression de la vitesse d'écoulement dans une conduite circulaire en charge est donnée par la relation de continuité ci-dessous :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times Dth^2}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : débit (m^3/s).

b) Pertes de charge

On distingue deux types de pertes de charge : les pertes linéaires, et les pertes singulières. Dans ce réseau, les pertes singulières sont estimées à 10% des pertes linéaires en raison de la taille modeste du réseau. La perte de charge linéaire est évaluée par la formule de Darcy et Weibach.

$$\Delta H_t = \frac{\lambda \times L \times U^2}{2Dg}$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale sur la longueur L (m) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- U : vitesse (m/s) ;
- λ : Coefficient de frottement.

$$\lambda = f\left(\frac{k}{D}, R_e\right) - diagramme\ de\ Moody\ et\ Stanton\ (1944)$$

Avec :

- k : Rugosité équivalente (mm) ;
- D : Diamètre (m) ;
- Re : Nombre de Reynolds.

c) Étude du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique caractérisé par une variation rapide de la pression dans une conduite de refoulement. On définit les paramètres suivants :

- PN : Pression Nominale de la conduite.
- PFA : Pression de Fonctionnement Admissible, correspondant à la pression maximale supportée en régime normal avec PFA≈PN.
- PMA : Pression Maximale Admissible, représentant la pression maximale que la conduite peut supporter en cas de coup de bélier, avec PMA≈1,2 × PFA.

La variation de pression due au coup de bélier est évaluée à l'aide de la formule d'Allievi-Joukowsky, dans le cas d'un arrêt brusque de l'écoulement :

$$\Delta H = \frac{C.V_0}{g}$$

Avec :

- ΔH : variation maximale de charge (m) ;
- C : célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : vitesse de l'écoulement au moment de l'arrêt (m/s) ;

La célérité de l'onde est déterminée par :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{D}{e}}}$$

Avec :

- D : diamètre intérieur (m) ;
- K : module de Young ; (K=1 fonte)
- e : épaisseur de la conduite (m).

La pression maximale dans la conduite est ensuite obtenue par :

$$\Delta H_{max} = HMT + \Delta H$$

Avec :

ΔH_{max} : surpression en mCE ;

HMT : hauteur manométrique totale (m) ;

ΔH : variation de la pression (mCE).

La dépression est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_{min} = HMT - \Delta H$$

Avec :

ΔH_{min} : dépression en mCE ;

HMT : hauteur manométrique totale (m) ;

ΔH : variation de la pression (mCE).

- **Calcul hydraulique en régime transitoire et protection antibélier**

L'étude simule les coups de bélier avec Saint-Venant résolu par Bergeron et Colebrook-White. Le cas critique testé est un arrêt brutal de pompage en conditions extrêmes. Les pressions limites sont fixées à -0,015 bar et 25 bars. L'analyse s'appuie sur des graphiques de cotes piézométriques : ZPMA, Zpma, Zo, Zmax, Zmin. La procédure comporte six étapes : schéma,

préparation des données, simulation CEBELMAIL, traitement Excel, conception d'une protection, puis nouvelle simulation et validation (KOUADIO,2022).

d) Ouvrages Annexes du réseau

Les ouvrages Annexes protègent le réseau contre l'air et les impuretés. Ils comprennent :

- **Ventouses** : installées aux points hauts, elles chassent l'air des canalisations pour éviter les poches d'air et les coups de bélier.
- **Vidanges** : placées aux points bas et extrémités, elles éliminent les dépôts dus aux faibles vitesses d'écoulement. Leur pose nécessite des butées de protection.
- **Vannes de sectionnement** : permettent d'isoler des tronçons pour la maintenance ; elles sont protégées par un regard en béton.
- **Clapets anti-retours** : placés en aval des pompes, ils empêchent les conduites de se vider.

4.3.2.4.Ouvrage de stockage

Le dimensionnement des châteaux d'eau repose sur une capacité théorique : Cu égal 25% de la consommation journalière de pointe (Qph). La capacité de stockage sur un réseau se situe généralement entre 25% et 50 % de cette consommation, selon Denis Zoungrana (cours d'approvisionnement en eau potable, 2003). À la capacité théorique s'ajoute une réserve incendie (RI) de 120 m^3, correspondant à 2 heures d'utilisation (Béga Urbain OUEDRAOGO, cours « Ouvrages constitutifs de systèmes d'AEP - Adduction, réservoirs, réseaux de distribution », 2015). La capacité totale (Ct) des châteaux d'eau est donc donnée par la formule suivante :

$$\boxed{C_t = C_u + RI.}$$

Avec :

- Cu = capacité utile ;
- RI = réserve d'incendie.

4.3.2.5.Méthodologie de l'Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES) - Cadre politique, juridique, et institutionnel applicable en Guinée

a) Cadre constitutionnel

Le cadre législatif de l'alimentation en eau potable en Guinée trouve son fondement dans la constitution, qui consacre le droit de toute personne à un environnement sain. Elle impose aux acteurs de développement la responsabilité de protéger les ressources naturelles, notamment les eaux de surface et souterraines. Elle encadre également les procédures d'expropriation pour

cause d'utilité publique, sous réserve d'une indemnisation juste et préalable. Dans le cadre d'un projet d'alimentation en eau potable, ces dispositions garantissent à la fois la protection de l'environnement et les droits des populations affectées.

b) Cadre juridique environnemental

Le code de l'environnement constitue le principal instrument réglementaire en matière de gestion de l'environnement et impose l'intégration des considérations environnementales dans tous les projets de développement. Ainsi, tout projet d'alimentation en eau potable doit faire l'objet d'une Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES) afin d'identifier, d'évaluer et d'atténuer les impacts potentiels sur le milieu naturel et humain. Ce code impose également le respect des normes de qualité environnementale, notamment en matière de pollution, de gestion des déchets et de préservation des ressources en eau.

c) Cadre réglementaire

Le dispositif réglementaire relatif aux évaluations environnementales est encadré par le décret de 1989 et l'arrêté de 2023. Le décret rend obligatoire la réalisation d'une EIES pour les projets hydrauliques, y compris les systèmes d'adduction d'eau potable. L'arrêté de 2023 précise les procédures à suivre et classe les projets selon leur niveau de risque environnemental. Les projets d'alimentation en eau potable sont soumis à une étude approfondie, accompagnée d'une consultation publique et d'une autorisation préalable.

d) Réglementation relative à la pollution

La réglementation environnementale impose des exigences strictes en matière de gestion des rejets et de prévention de la pollution. Les installations de traitement d'eau doivent disposer de dispositifs permettant de traiter les eaux résiduaires et les boues avant rejet dans le milieu naturel. Toute émission de substances polluantes est soumise à des normes définies et nécessite une autorisation préalable. Ces mesures visent à protéger les ressources en eau et à préserver la qualité de l'environnement dans les zones d'intervention du projet. (Source : Décret n°199/PRG/SGG/89 du 18 novembre 1989)

4.4. Méthodologie de la comparaison multicritère

Face à la complexité croissante des projets d'aménagement et de gestion des ressources en eau, le recours à une simple analyse coût-bénéfice s'avère souvent insuffisant pour intégrer l'ensemble des enjeux économiques, sociaux, environnementaux et techniques.

La démarche mise en œuvre dans cette étude suit un processus rigoureux en sept étapes clés :

1. Définition du problème : Identification des différentes alternatives ainsi que des objectifs à atteindre ;
2. Sélection des critères : Choix de 3 à 6 critères principaux accompagnés de leurs sous-critères ;
3. Pondération des critères : Attribution des poids avec une somme égale à 1, à l'aide de la méthode AHP basée sur des comparaisons binaires ;
4. Évaluation des variantes : notation des différentes options sur la base des données locales disponibles ;
5. Agrégation des résultats : Calcul du score global selon la relation :

$$\boldsymbol{Score} = \sum(\boldsymbol{poids} \times \boldsymbol{notes})$$

6. Analyse de sensibilité : variation des poids et des notes de ± 20% à ± 30 % afin d'évaluer la robustesse des résultats ;
7. Conclusion : Classement des variantes et recommandation de la solution optimale assortie d'un plan d'atténuation des impacts.

Nous avons procédé à une comparaison multicritère des différentes variantes sur la base des principaux critères présentés dans le tableau 10 :

TABLEAU 10 : CRITERES ET SOUS-CRITERES DES VARIANTES

Critères (C)	Sous - critères (SC)
C1 : Critère économique (noté sur 10 points)	SC1 : Coût d'investissement (CAPEX)
	SC2 : Coût d'exploitation (OPEX)
	SC3 : Coût de revient du m3 d'eau
C2 : Critère social et environnemental (noté sur 10)	SC1 : Pression foncière de la variante
	SC2 : Impact sur la ressource en eau
	SC3 : Impact sur le milieu physique
C3 : Critère technique (noté sur 10 points)	SC1 : Disponibilité de la ressource
	SC2 : Facilité de mise en œuvre
	SC3 : Sécurisation de la distribution

V. RESULTATS

5.1. Résultats variante 1 : Prise d'eau sur le Diani

5.1.1. Projection démographique (2030-2060)

La projection démographique dans la zone du projet se présente dans le tableau 11.

TABLEAU 11 : PROJECTION DE LA POPULATION -VARIANTE 1

Localité/Horizon	H+0	H+30
	2030	2060
N'Zérékoré	368 188	920 089
Localités périphériques	140 110	350 129

Le détail des calculs par palier de 5 ans est présenté en Annexee 21.

a) Évaluation des besoins en eau

Les besoins en eau pour la variante 1 sont présentés dans le tableau 12 ci-dessous.

TABLEAU 12 : BESOIN EN EAU-VARIANTE 1

Paramètres/horizons	Besoin domestique (Bd) (m^3/j)	Besoin socio-économique (Bes) (m^3/j)	Besoin journalière moyenne (Bjm) (m^3/j)	Besoin journalier de pointe (Bjp) (m^3/j)
H+0 (2030)	16 435	1 643	18 078	22779
H+30 (2060)	80 014	8 001	88 016	110900

Le détail des calculs par palier de 5 ans est présenté en Annexee 21.

b) Estimation des Demandes en eau et débits de dimensionnement

Le tableau 13 présente les demandes en eau et les débits de dimensionnement du projet.

TABLEAU 13 : DEMANDE EN EAU ET DEBITS DE PRODUCTION-VARIANTE 1

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Demande journalière de pointe (Djp) (m^3/j)	28 209	36 784	48 013	62 633	81 574	105 993	137 337
Débit de production (Qp)(m^3/h)	1 410	1 839	2 401	3 132	4 079	5 300	6 867

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Débit de distribution (m^3/h)	1 675	2 184	2 851	3 719	4 843	6 293	8 154

Le détail des calculs est présenté en **Annexe 21.**

5.1.2. Analyse des déficits d'eau

a) Déficits d'eau

Selon le diagnostic, la station de production d'eau actuelle est de **135 m^3/h**. Le débit de production prévu est de **6 867 m^3/h.** Le déficit de production pour cette variante s'élève donc à **6 732 m^3/h**.

Au regard de la vétusté des installations existantes et des dysfonctionnements relevés dans le diagnostic, cette étude **ne prendra pas en compte la production actuelle** dans la planification des investissements. Un remplacement total du système existant sera donc proposé.

La production nécessaire aux différents horizons afin de satisfaire la demande est présentée dans le tableau 14.

TABLEAU 14 : PHASE DU PROJET

Phases du projet	Horizon	Débit calculé	Débit retenu
Phase 1	H+00 (2030)	1 410	**2 500**
	H+05 (2035)	1 839	
	H+10 (2040)	2 401	
Phase 2	H+15 (2045)	3 132	**5000**
	H+20 (2050)	4 079	
Phase 3	H+25 (2055)	5 300	**7000**
	H+30 (2060)	6 867	

À court terme (H+10), nous avons retenu un débit de production de 2 500 m^3/h pour renforcer l'alimentation en eau potable de N'Zérékoré, des villages environnants et l'ensemble des conduites d'adduction. Avant 2040, pour équilibrer les besoins et les ressources, l'État devra chercher des financements afin d'augmenter la production pour atteindre l'horizon +20, en réhabilitant le captage d'eau de surface de manière à fournir un débit de 5000 m^3/h.

Pour l'horizon +30, un suivi rigoureux de la qualité de la ressource sera nécessaire, à condition que celle-ci reste bonne et que la technologie de traitement soit toujours adaptée.

5.1.3. Étude de la ressource d'eau

Une étude hydrologique antérieure, menée par le Service Eau et Énergie (SEE) du bureau d'études TERRABO- Ingénieur Conseil, a évalué la disponibilité de la ressource en eau. Elle s'est fondée sur les débits du fleuve Diani. Selon l'étude, le débit prélevable minimum en période d'étiage du fleuve Diani est de **8 m^3/s** : le débit d'étiage mensuel sur les douze (12) mois est présenté en Annexe 23**.**

Le débit prélevable aux plus basses eaux du fleuve Diani, soit **28 800 m^3/h,** est largement supérieur aux débits de production requis pour la variante 1, quelle que soit l'année considérée. Donc les apports du fleuve Diani au niveau de la prise d'eau couvrent amplement les besoins en eau projetés pour la ville de N'Zérékoré-centre et ses environs.

5.1.4. Réseau d'adduction

Le dimensionnement a été réalisé selon la méthode classique, puis vérifié à l'aide du logiciel EPANET afin de valider les diamètres et les vitesses retenues.

a) Conduites de refoulement d'eau brute (Exhaure – Traitement)

La conduite de transfert de l'eau brute vers la station de traitement sera en fonte et d'une longueur de 5,511 km. Le débit total d'eau brute acheminé vers la station de relevage pour les trois phases est de 7 000 m^3/h, pour une durée de fonctionnement de 20 heures. La figure 26 montre l'emplacement du réseau.

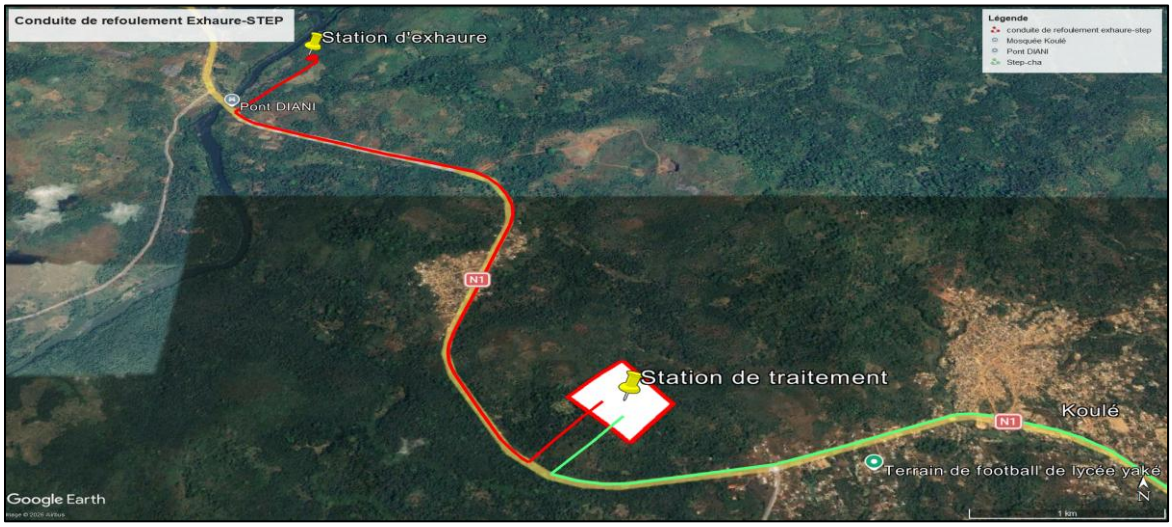


FIGURE 25 : CONDUITE DE REFOULEMENT EXHAURE-STEP : VARIANTE 1

Le tableau 15 vérifie le calcul du diamètre selon les formules hydrauliques.

TABLEAU 15 : DIAMETRE DE CONDUITE DE REFOULEMENT EXHAURE-STEP (VARIANTE 1)

Formules	Q (m^3/s)	n (s)	D (m)	D (mm)	Dret (mm)	V (m/s)	0,6+D (m)	V (m/s) ≤ 0,6+D (m)
Bresse	1,94	72000	2,09	2092	2100	0,56	2,7	Oui
Bresse modifiée	1,94		1	999	1000	2,48	1,6	Non
Munier	1,94		1,39	1395	1400	1,26	2	Oui
Bonin	1,94		1,39	1394	1400	1,26	2	Oui
A.Bedjaoui	1,94		1,77	1771	1800	0,76	2,4	Oui

Les formules de Bresse, Munier, Bonin et A. Bedjaoui, vérifient la condition de Flamant.

b) Conduites d'adduction d'eau traitée (Traitement-Château)

Le tableau 16 donne les résultats de calcul du diamètre de la conduite traitement-château pour toutes les phases du projet.

TABLEAU 16 : CONDUITE TRAITEMENT-CHATEAU (VARIANTE 1)

Formules	Q (m^3/s)	n (s)	D (m)	D (mm)	D ret (mm)	V (m/s)	0,6+D (m)	V (m/s)≤0,6+D (m)
Bresse	1,85	72000	2,04	2039	2100	0,53	2,70	Oui
Bresse modifiée	1,85	72000	0,49	493	500	9,41	1,10	Non
Munier	1,85	72000	1,36	1359	1400	1,20	2,00	Oui
Bonin	1,85	72000	1,36	1359	1400	1,20	2,00	Oui
A. Bedjaoui	1,85	72000	1,73	1726	1800	0,73	2,40	Oui

Les formules de Bresse, Munier, Bonin, et A. Bedjaoui vérifient également la condition de Flamant.

c) Synthèse des calculs hydrauliques sur EPANET

Les caractéristiques hydrauliques des conduites utilisées sont renseignées dans le tableau 17:

TABLEAU 17 : SYNTHESE DES CALCULS HYDRAULIQUES - VARIANTE 1

Bief / Phase		Débit (m^3/h)	Diamètre (mm)	Longueur (km)	Vitesse d'écoulement (m/s)	Pertes de charge (m)	HMT ret (m)	Pression (bar)
Station d'exhaure	Phase 1	2500	1200	5,5	0,61	0,22	150	1,9

Bief / Phase		Débit (m^3/h)	Diamètre (mm)	Longueur (km)	Vitesse d'écoulement (m/s)	Pertes de charge (m)	HMT ret (m)	Pression (bar)
-Station de traitement	Phase 2	5000	1200	5,5	1,23	1,82	155	2,1
	Phase 3	7000	1200	5,5	1,72	1,58	155	1,7
Station de traitement - château	Phase 1	2375	1200	44,445	0,58	0,2	55	1,6
	Phase 2	4750	1200	44,445	1,17	0,75	80	1,7
	Phase 3	6650	1200	44,445	1,63	1,43	100	1,4

Les vitesses de 1,7 m/s, et 1,6 m/s sont supérieures à l'intervalle de référence retenu de 0,5 à 1,5 m/s. Cette valeur traduit une sollicitation hydraulique légèrement élevée, pouvant entraîner une augmentation des pertes de charge et du risque de phénomènes transitoires.

- **Informations complémentaires sur les conduites**

Le tableau 18 donne les informations complémentaires sur les conduites de refoulement et d'adduction.

TABLEAU 18 : INFORMATION SUPPLEMENTAIRE DES CONDUITES-VARIANTE 1

Désignation	Exhaure – Station de traitement	Station de traitement -château
Nature	Fonte ductile	Fonte ductile
Côte de prise d'eau	456 m	584 m
Côte de refoulement	584 m	607 m
Hauteur géométrique	128 m	23 m
Diamètre retenu	1200 mm	1200 mm

Le diamètre de DN 1200 a été choisi, car il respecte les conditions de vitesse et d'autocurage dans les canalisations.

a) Ligne de charge dans les conduites

- **Conduite de refoulement bief Exhaure-Station de traitement**

La simulation en régime permanent réalisée avec EPANET a permis de vérifier que, grâce aux pompes offrant un débit de **2 500 m^3/h** et une hauteur manométrique totale (HMT) de **150 m**,

le débit de production sur le tronçon Exhaure – Station de traitement est respecté. La figure 27 représente les profils de charge et de pression le long de la conduite de transfert d'eau brute.

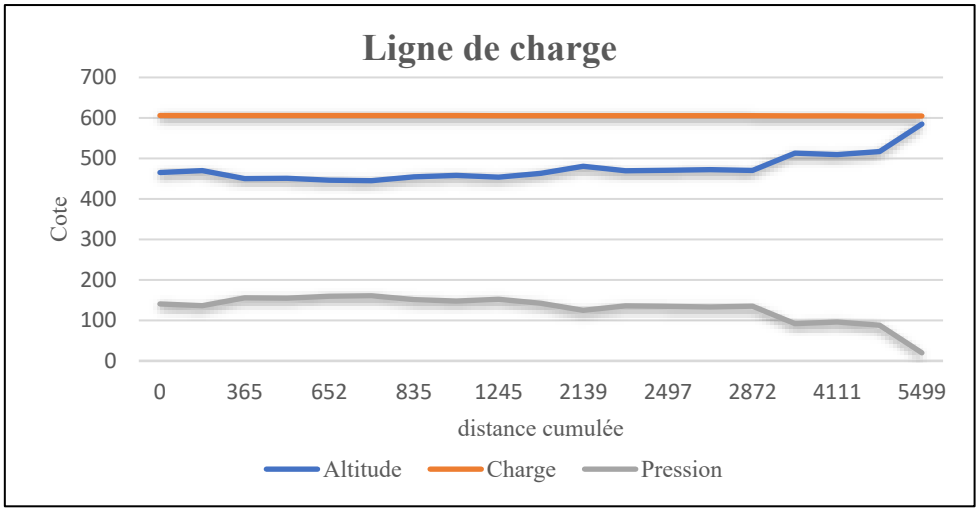


FIGURE 26 : PROFIL DE PRESSION EXHAURE-TRAITEMENT - VARIANTE 1

À l'arrivée de la conduite à la station, la pression résiduelle est de **1,7 bar**. La ligne de charge indique une perte de charge totale de **8 m** sur ce tronçon. Les profils de charge étant situés au-dessus de l'altitude de la conduite, on observe des pressions positives, mais décroissantes tout au long du tracé.

- **Conduite de refoulement bief Station de traitement – Château**

La simulation en régime permanent réalisée avec EPANET a permis de vérifier que le débit de production sur le tronçon Station de traitement – château est respecté. Cela est rendu possible grâce à des pompes délivrant un débit de 6 650 m^3/h et une HMT de 100 m, comme l'illustre la figure 28 qui présente les profils de charge et de pression le long de la conduite de transfert d'eau traitée.

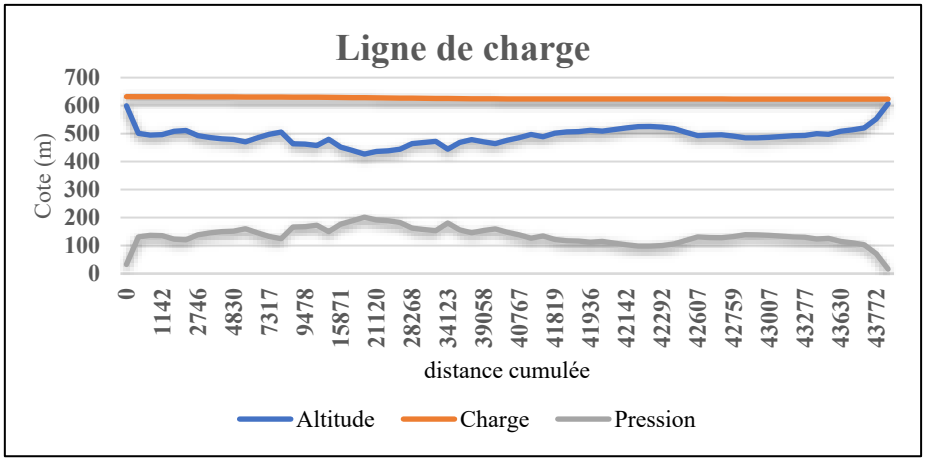


FIGURE 27 : PROFIL DE PRESSION STATION DE TRAITEMENT-CHATEAU (VARIANTE 1)

L'arrivée à la station d'une pression résiduelle de 1,4 bar et une perte de charge totale de 63 m, indiquée par la ligne de charge, s'expliquent par des profils de charge constamment situés au-dessus de l'altitude de la conduite, produisant ainsi des pressions positives légèrement décroissantes le long du tracé.

Les résultats de simulation des conduites de refoulement sont présentés en Annexee 7.

5.1.5. Choix des pompes

a) **Bief 1 : Conduite Exhaure - Station de traitement**

Phase	Nombre de pompe	Débit m^3/h
1	5 + 1 secours en parallèle de pompe à vitesse variable	2500

La pompe choisie devra donc élever l'eau à une hauteur de **128 m**. Après consultation des différents catalogues, les caractéristiques retenues des différentes pompes sont présentées en Annexe 14.

- **Point de fonctionnement**

Le point de fonctionnement d'une pompe dans un réseau donné correspond à l'intersection de sa courbe caractéristique avec celle du réseau. Les données sont présentées dans le tableau 19. Il définit le débit réel et la hauteur manométrique réelle de fonctionnement.

TABLEAU 19 : CARACTERISTIQUES DU POINT DE FONCTIONNEMENT-V1

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	4Q (m^3/h)	5Q (m^3/h)	HMT (m)	H réseau (m)
0	0	0	0	0	140	128.000
50	100	150	200	250	147	128.016
100	200	300	400	500	150	128.058
150	300	450	600	750	151	128.125
200	400	600	800	1000	151	128.216
250	500	750	1000	1250	149	128.329
300	600	900	1200	1500	145	128.465
350	700	1050	1400	1750	139	128.622
400	800	1200	1600	2000	132	128.801
450	900	1350	1800	2250	130.5	129.000

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	4Q (m^3/h)	5Q (m^3/h)	HMT (m)	H réseau (m)
500	1000	1500	2000	2500	128.35	129.221
550	1100	1650	2200	2750	121	129.462
600	1200	1800	2400	3000	112	129.723
650	1300	1950	2600	3250	102	130.004
700	1400	2100	2800	3500	92	130.306

Graphique du point de fonctionnement de la pompe (figure 1)

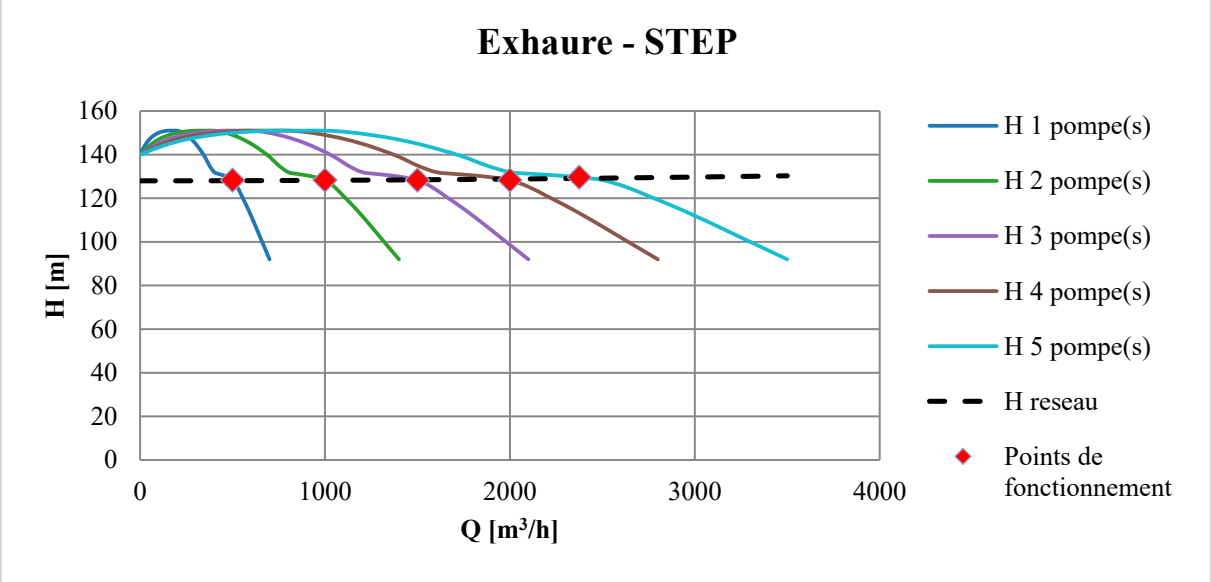


FIGURE 28 : POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE EXHAURE-STEP

a) **Bief 2 : Conduite d'adduction Station de traitement – Château**

Phase	Nombre de pompe	Débit m^3/h
1	3+ 1 secours en parallèle (pompe à vitesse variable)	2375

Le tableau 20 donne les caractéristiques de la pompe pour la conduite d'adduction

TABLEAU 20 : CARACTERISTIQUES DE LA POMPE POUR LA CONDUITE D'ADDUCTION-V1

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	HMT (m)	H réseau (m)
0	0	0	34	23.000
50	100	150	36.21	23.048
100	200	300	38	23.179
150	300	450	39.53	23.385
200	400	600	40.5	23.663
250	500	750	40.85	24.012
300	600	900	41	24.428
350	700	1050	40.5	24.911
400	800	1200	39.5	25.459
450	900	1350	38.18	26.072
500	1000	1500	36.5	26.749
550	1100	1650	34.57	27.489
600	1200	1800	32.5	28.291
650	1300	1950	30.44	29.156
700	1400	2100	28.5	30.081
750	1500	2250	26.78	31.067
800	1600	2400	25.3	32.114
850	1700	2550	23.51	33.220
900	1800	2700	20.5	34.386
950	1900	2850	18	35.611

Graphique du point de fonctionnement de la pompe (figure 30)

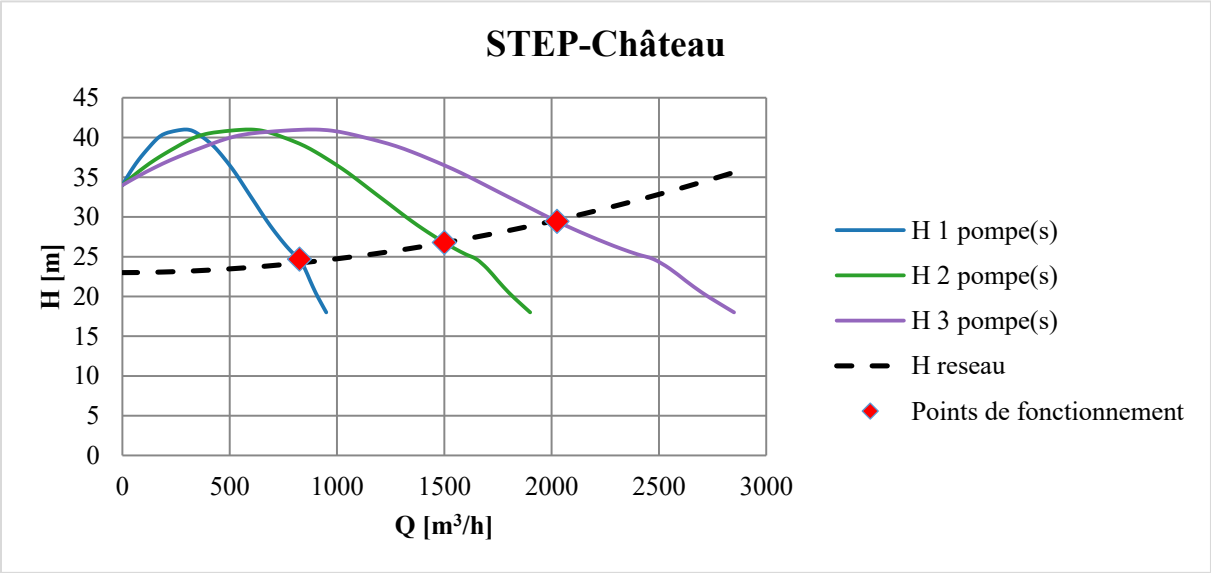


FIGURE 29 : POINT DE FONCTIONNEMENT STEP-CHATEAU - V1

5.2. Résultats variante 2 – Barrage

5.2.1. Projection démographique (2030-2060)

La projection démographique dans la zone du projet pour la variante 2 se présente dans le tableau 21 :

TABLEAU 21 : PROJECTION DE LA POPULATION DES DIFFERENTES LOCALITES - VARIANTE 2

Localité/ Horizon	Population	H+0	H+30
	2025	2030	2060
N'Zérékoré-Centre	316 065	368 188	920 089
Localités périphériques	13 602	15 845	39 596

Le détail par palier de 5 ans est présenté en **Annexee 22**

5.2.2. Besoins en eau et débits de dimensionnement pour chaque horizon

a) Évaluation des besoins en eau

Le tableau 22 montre les résultats globaux des estimations de la demande par localité selon les horizons considérés.

TABLEAU 22 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU VARIANTE 2

Paramètres/horizons	Besoin domestique (Bd) (m^3/j)	Besoin socio-économique (Bes) (m^3/j)	Besoin journalière moyenne (Bjm) (m^3/j)	Besoin journalier de pointe (Bjp) (m^3/j)
H+0 (2030)	12 962	1 296	14 258	17 965
H+30 (2060)	62 503	6 250	68 753	86 629

Le détail par palier de 5 ans est présenté en **Annexee 22**

b) Estimation des débits de dimensionnement

Le tableau 23 présente les besoins en eau et débits de dimensionnement de la variante 2 du projet.

TABLEAU 23 : DEMANDES ET DEBIT DE DIMENSIONNEMENT-VARIANTE 2

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Demande journalière de pointe (Djp) (m^3/j)	22 248	28 973	37 758	49 173	63 933	82 931	107 281
Débit de production (Qp)(m^3/h)	1 112	1 449	1 888	2 459	3 197	4 147	5 364
Débit de distribution (m^3/h)	1 321	1 720	2 242	2 920	3 796	4 924	6 370

Le détail des calculs est présenté en **Annexe 22**

5.2.3. Analyse des déficits

Pour la variante 2, le débit de production cible est fixé à **5 364 m^3/h** alors que la production actuelle reste limitée à 135 m^3/h. Le déficit de production pour cette variante est donc de **5 227 m^3/h**. L'évolution du débit de production et le plan d'investissement pour la variante 2 se présentent dans le tableau 24.

TABLEAU 24 : PHASE DU PROJET - VARIANTE 2

Phases du projet	Horizon	Débit calculé (m^3/h)	Débit retenu (m^3/h)
Phase 1	H+00 (2030)	1 112	**2 000**
	H+05 (2035)	1 449	
	H+10 (2040)	1 888	
Phase 2	H+15 (2045)	2 459	**4000**
	H+20 (2050)	3 197	

Phases du projet	Horizon	Débit calculé (m^3/h)	Débit retenu (m^3/h)
Phase 3	H+25 (2055)	4 147	**5500**
	H+30 (2060)	5 364	

Ce surplus : **136 m^3/h** compense les pertes de rendement attendues des installations des phases 1 et 2.

À l'exception des conduites de refoulement et d'adduction : dimensionnées pour H+30, et de la retenue : conçus pour 40 ans, tous les autres accessoires du réseau seront dimensionnés pour H+10 (2040). Avant 2040 (H+20), l'État devra mobiliser des financements pour réaliser les autres dimensionnements, et ce également à l'horizon H+30. L'étude propose un curage de la retenue tous les 20 ans et une maintenance continuelle du réseau.

5.2.4. Besoins totaux sur la retenue

Le débit de **8 300 m^3/h** utilisé pour le dimensionnement de la réserve utile correspond à une **extrapolation à H+40 (2070)**. Cette valeur a été obtenue en projetant la population à H+40 et en appliquant le même taux de consommation spécifique, 70 L/hab/j et les mêmes coefficients de pointe. Le facteur de sécurité de **0,89** a été appliqué pour tenir compte des pertes de rendement et des incertitudes. Les conduites, pompes et châteaux d'eau restent dimensionnés sur le débit de **5 500 m^3/h** (H+30, 2060), conformément à l'objectif de l'étude (horizon 2060), car ces équipements sont destinés à être renouvelés ou renforcés avant H+40.

a) Besoins humains prélevés sur la réserve utile du barrage

Nous avons évalué sur une période de **5 mois**, d'un temps de fonctionnement de **20 h/j** et un débit de production de **8 300 m^3/h** à H +40. La réserve nécessaire pour satisfaire ces besoins est de **24 900 000 m^3**.

b) Besoins liés à l'abreuvage du bétail

Les besoins d'abreuvage du bétail ont été estimés à partir d'une distance d'influence de **2 000 m** autour du barrage, donc environ **314 têtes** et un prélèvement de **1 882 m^3** seront nécessaires pour l'abreuvage sur l'ensemble de la période sèche.

c) Besoins globaux du projet

Au total, une réserve utile de **30 109 061 m^3** serait nécessaire pour satisfaire les besoins en eau des collectivités de la zone d'étude.

5.2.5. Topographie et SIG

a) Délimitation du bassin versant

Certaines caractéristiques physiques du bassin versant ont été obtenues à travers le logiciel Global Mapper. Le tableau 25 donne l'ensemble des caractéristiques physiques de la zone d'étude. Le coefficient de Gravelius et la dénivelée ont été calculés à partir des formules usuelles.

TABLEAU 25 : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur
Surface	S	km^2	216,15
Périmètre	P	Km	113,94
Indice de Gravelius	Kc	-	2,19
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	53,34
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	4,05
Altitude maximale	Zmax	m	710
Altitude minimale	Zmin	m	432
Indice global de pente	Ig	m/Km	10,7
Coefficient de ruissellement décennal	Kr_{10}	%	14,9
Dénivelée	D	m	278
Longueur du Thalweg	Lc	Km	26

La surface et le périmètre du bassin versant sont de **216,15 km²** et **113,94 km** respectivement. C'est donc un bassin versant de caractéristique moyenne. La valeur de l'indice global de pente révèle un relief faible et la valeur de $\mathbf{K_c}$ de **2,19** indique que le bassin est de forme allongée.

b) Établissement de la courbe hauteur-volume-surface

Le tableau 26 donne les résultats des surfaces et volumes associés aux différentes courbes de niveau calculées à l'aide du logiciel Mensura.

TABLEAU 26 : SURFACE ET VOLUME DES DIFFERENTES COURBES DE NIVEAU

Courbe de niveau (mNG)	Hauteur / fond (m)	Surface (m^2)	Volume (m^3)
430	0	0	0
448	**18**	**6 272 771**	**35 892 723**
453	23	12 220 438	84 614 369

Les résultats détaillés sont présentés en Annexe 23.

Dans le cadre du projet, le fond de la cuvette a été fixé à 430 mNG.

- **Courbe hauteur-volume et hauteur-surface de la retenue**

Du tableau 26, la courbe hauteur-volume (H-V) et hauteur surface (H-S) est tracée sur les figures 31 et 32. À 19 m de profondeur, à la cote 453 mNG, la capacité maximale de stockage de la retenue est de 84 614 369 m^3.

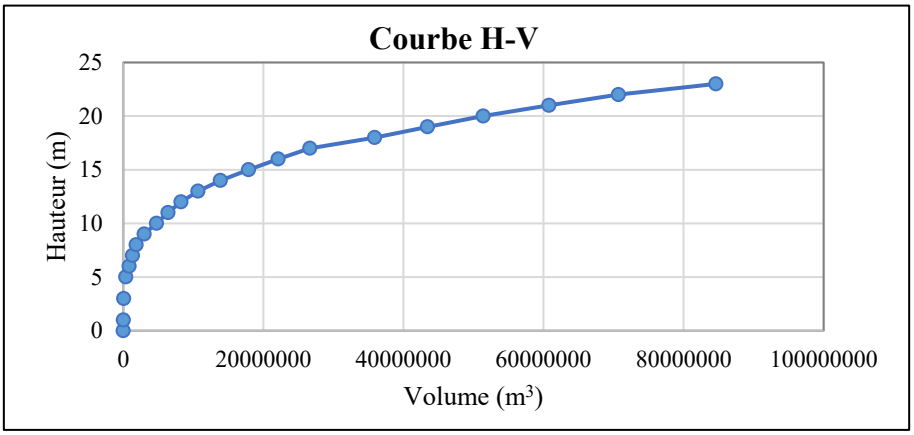


FIGURE 30 : COURBE HAUTEUR-VOLUME

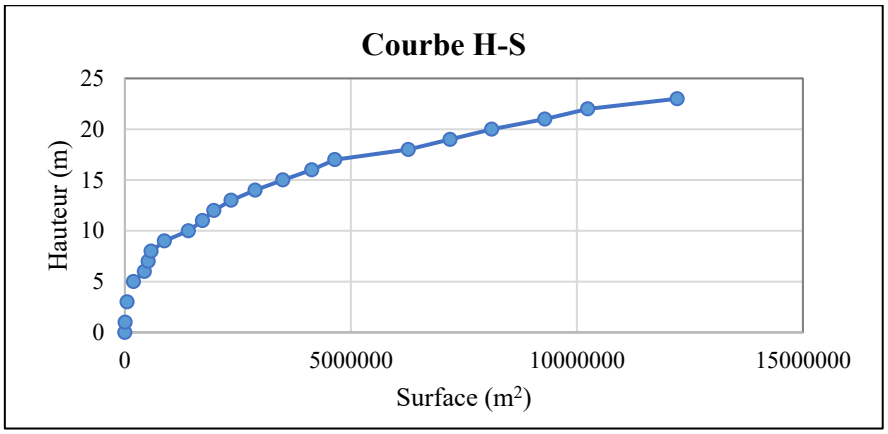


FIGURE 31 : COURBE HAUTEUR-SURFACE DE LA RETENUE

- **Courbe d'utilisation de la retenue**

La cote du seuil a été fixée à 448 mNG, avec une capacité maximale de stockage de **35 892 723 m³** correspondants.

- **Calage de la côte de l'ouvrage de prise**

L'estimation des dépôts solides sur les 10 premières années d'exploitation est de **188 962 m³**, ce qui représente une hauteur de 5 m par rapport au fond, soit la cote de **435 mNG**. Cette configuration laisse une marge pour caler la cote de l'ouvrage de prise sans que celui-ci soit dans la zone de dépôts. Il est à noter que ce volume ne correspond qu'à la période précédant le premier curage programmé de la retenue ; le volume total de dépôts sur l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage : 40 ans, est estimé à **755 849,83 m³.**

Cette disposition technique permet d'éviter l'aspiration des sédiments pendant les premières années d'exploitation, tout en prévoyant des opérations de curage périodiques pour maintenir la capacité de stockage de la retenue.

- **Estimation du volume utile de la réserve**

Le plan d'eau naturel (PEN), matérialisé par la crête du déversoir à la cote **448 mNG**, correspond à un volume de **35 892 723 m³**. L'ouvrage de prise est situé à la cote de **435 mNG**, pour un volume de **346 321 m³**. Donc, la hauteur utile (h_u) est de 13 m et le volume utile (V_u) de la retenue est de **35 546 402 m³**.

5.2.6. Hydrologie du barrage

5.2.6.1. **Estimation des pertes d'eau sur la retenue**

Les pertes par évaporation dans le barrage sont estimées à **100 mm/mois**.

a) Perte par infiltration

La perte par infiltration retenue est de **2 mm/j**, soit 60 mm par mois dans le cadre du projet.

b) Pertes en capacité dues aux dépôts solides

Les eaux de ruissellement entraînent des matériaux solides qui vont se déposer dans la cuvette de la retenue suite à la réduction de la vitesse de transport. Ces dépôts solides vont constituer une tranche morte dans la retenue qu'il faut évaluer. Aucune mesure du transport solide n'étant disponible pour les cours d'eau du site du projet, l'estimation des apports solides repose sur deux approches empiriques complémentaires :

- **Méthode de Gottschalk** : basée sur la dégradation spécifique du bassin versant ;
- **Méthode de l'EIER-CIEH** : recommandée pour les petits bassins versants d'Afrique de l'Ouest.

Les résultats sont présentés dans le tableau 27.

TABLEAU 27 : PERTE EN CAPACITE DUE AUX DEPOTS SOLIDES

Paramètre		Valeurs
Surface du bassin versant S_{BV} (km²)		**216,15**
Pluie moyenne interannuelle P_{an} (mm)		**1851**
Dégradation spécifique annuelle (D en $m^3/km^2/an$**)**	Formule de Gottschalk	**151,88**
	Formule d'EIER-CIEH	**22,96**
Volume annuel (m^3/an)	Formule de Gottschalk	**32 829**
	Formule d'EIER-CIEH	**4 964**
Durée de vie du barrage (*an*)		**40**
Volume sur 40 ans (m^3)	Formule de Gottschalk	**1 313 146**
	Formule d'EIER-CIEH	**198 554**

Dans ce projet, les pertes en capacité liées aux dépôts solides ont été évaluées sur toute la durée de vie de l'ouvrage. Ces pertes sont estimées à **755 849,83 m³** : moyenne des méthodes de Gottschalk et EIER-CIEH. Ce volume total est **4 fois supérieur** au volume estimé sur les 10 premières années d'exploitation : 188 962 m³, utilisé pour le calage de la cote de l'ouvrage de prise. Cette différence s'explique par l'accumulation progressive des sédiments sur 40 ans, qui justifie la programmation d'opérations de curage périodiques de la retenue : recommandées tous les 20 ans.

c) Pertes par évaporation et infiltration

Sur l'ensemble de la période sèche, les pertes par évaporation sont estimées à **3 136 386 m³** et les pertes par infiltration à **1 881 831 m³.**

5.2.6.2.Réalisation du bilan hydrique pour déterminer le taux de remplissage

a) Bilan hydrique de la retenue

Le bilan hydrique de la retenue est l'égalité entre les apports et les pertes en volume d'eau, en intégrant le volume de stockage. Ce calcul est détaillé dans le tableau 28.

TABLEAU 28 : BILAN HYDRIQUE DE LA RETENUE D'EAU

Paramètres	Unité	Valeur
Apport annuel par ruissellement	m^3	110 623 875
Apport annuel par précipitation	m^3	66 437 429
Apports	m^3	**177 061 305**
Pertes annuelles par évaporation	m^3	2 119 969
Pertes annuelles par infiltration	m^3	3 072 419
Bilan des Pertes	m^3	**30 302 692**
Disponibilité de la ressource hydrique	m^3	146 758 613
Capacité maximale de stockage de la retenue	m^3	84 614 369
Volume d'eau évacué par le déversoir annuellement	m^3	62 144 244

Le bilan hydrique de la retenue fait état d'apports de **117 763 041,5 m^3** et de pertes de **30 902 691,8 m^3**, soit une disponibilité annuelle de **86 860 349,7 m^3**. Le surplus de **2 245 981 m^3** devra être évacué par le déversoir.

b) Taux de remplissage

Le taux de remplissage estimé de **3,28** confirme la bonne adéquation du site d'implantation du barrage, et un évacuateur de crue est nécessaire.

5.2.6.3.Estimation des crues à l'exutoire du bassin versant

a) Débit de crue décennale

Le débit de crue décennale à l'exutoire du bassin versant a été obtenu par la moyenne des méthodes du CIEH et d'ORSTOM comme le montre le tableau 29.

TABLEAU 29 : ESTIMATION DE LA CRUE DECENNALE

Méthode de calcul de la crue décennale	Valeurs
Méthode ORSTOM (m^3/s)	74,2
Méthode CIEH (valeur moyenne) m^3/s	93,4
Crue décennale (m^3/s)	83,8

La valeur de la crue décennale est de **83,8 m^3/s**.

b) Débit de projet

Le coefficient de GRADEX est de 2,5 qui correspond à un bassin versant tropical. Il relie la crue décennale à la crue centennale. Le tableau 30 donne les débits de crue centennale moyens estimés selon les différentes méthodes.

TABLEAU 30 : CALCUL DE LA CRUE CENTENNALE

Méthode de calcul de la crue centennale	Valeurs
Méthode ORSTOM (m^3/s)	185.5
Méthode CIEH (valeur moyenne) m^3/s	233.6
Crue centennale (m^3/s)	209.6

Pour ce projet, le débit de projet retenu est de **210 m^3/s,** arrondi à un nombre entier.

5.2.7. Dimensionnement de la digue

a) Détermination de la cote projet

Le tableau 31 résume le calcul de la cote de projet qui est la côte au droit de la crête de la digue.

TABLEAU 31 : RESULTAT DE LA COTE DE LA DIGUE

Paramètre	Symbole	Valeurs	Unité
Cote des plus hautes eaux	PHE	449,5	m
Revanche	R	0,85	m
Hauteur libre de sécurité	a	0,65	m
Cote projet	Cp	**451**	m

b) Caractéristiques de la digue

Selon la zone du projet, nous avons opté pour une digue du barrage en enrochement avec noyau en raison de la zone du projet. À cet effet, les pentes des talus préconisées sont 2-2.

Le tableau 32 présente les caractéristiques numériques de la digue.

TABLEAU 32 : CARACTERISTIQUES NUMERIQUES DE LA DIGUE

Paramètres	Valeur
Hauteur de la digue (m)	**19.5**
Largeur de la crête de la digue B (m)	**8**
Longueur du profil de la digue (m)	**20**
Longueur de la digue (m)	**679**

c) Cubature de la digue

La méthode des trapèzes appliquée au profil en long de la digue donne un volume de terre à mobiliser pour la digue de **364 611,3 m^3**. Dans le cadre du projet, le volume de terre retenu pour la cubature de la digue est de **365 000 m^3**.

5.2.8. Hydraulique de l'évacuateur de crue

a) Dimensionnement des ouvrages d'évacuateur de crue

Le déversoir choisi pour évacuer les trop-pleins est un déversoir latéral à profil Creager.

- **Dimensionnement du seuil**

Pour une charge d'eau sur le seuil de **0,8 m** en cas de crue, les indications de dimensionnement d'un déversoir à profil Creager ont permis de tracer la forme de la lame déversante comme présentée dans la figure 33.

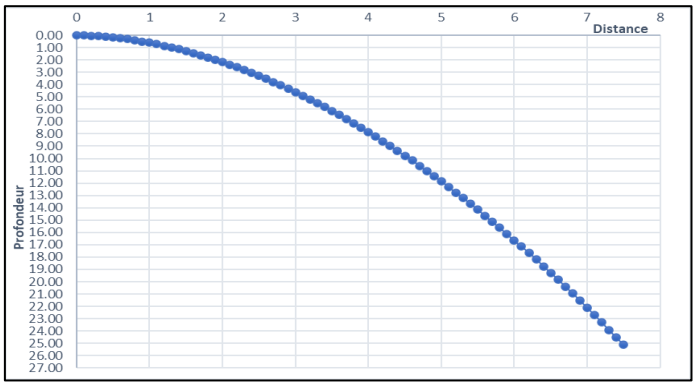


FIGURE 32 : FORME DE LA LAME DEVERSANTE : PROFIL CREAGER

- **Détermination de la longueur du déversoir**

L'application de la formule du débit sur seuil dénoyé donne une longueur déversante de 87,59 m. Cependant, l'effet de laminage a été pris en compte pour réduire la longueur du déversoir

sans accroître le risque de submersion du barrage. Le tableau 33 montre que la méthode de l'EIER-CIEH a été utilisée pour laminer la crue et ainsi diminuer la longueur du déversoir.

TABLEAU 33 : RESULTATS DES METHODES DE XO

L_1 (m)	X_0	$\log_{10}(X_0)$	$\beta=\frac{Q_{ev}}{Q_p}$	$Q_{ev} = \beta Q_p$	L_2(m)	$\left\|\frac{L2-L1}{L1}\right\|$
134.93	5.73	0.76	0.73	153.39	98.77	36.1642
98.77	3.13	0.50	0.67	141.13	90.87	7.8921
90.87	2.65	0.42	0.66	137.60	88.6	2.2725
88.60	2.52	0.40	0.65	136.52	87.9	0.6970
87.90	2.48	0.39	0.65	136.18	87.69	0.2179
87.69	2.47	0.39	0.65	136.07	87.62	0.0685
87.62	2.46	0.39	0.65	136.04	87.6	0.0216
87.60	2.46	0.39	0.65	136.03	87.59	0.0068
87.59	2.46	0.39	0.65	136.03	87.59	0.0022
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0.0007
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0.0002
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0.0001
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0
87.59	2.46	0.39	0.65	136.02	87.59	0

Le tableau 33 résume le principe de la méthode de Xo appliquée au laminage du débit de crue. À l'issue du laminage, une longueur déversante de **87,58 m** est obtenue. À cette longueur correspond un débit laminé de **136,02 m³/s**.

- **Dimensionnement du chenal d'évacuateur à pente faible**

Les calculs hydrauliques détaillés ont permis de retenir les caractéristiques du tableau 34 pour le chenal :

TABLEAU 34 : RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DU CHENAL D'EVACUATEUR A PENTE FAIBLE

Désignation	Unité	Valeur
Coefficient du talus - forme rectangulaire (m)	m	0
Coefficient de rugosité de Manning-Strickler (K)	$m^{1/3}/s$	75
Pente longitudinale (I)	%	0,2
Débit de dimensionnement du chenal (Q = Qev)	m^3/s	136,02
Largeur au radier du chenal (l)	m	87,59
Profondeur normale (y_n)	m	0,62
Tirant d'eau critique (yc)	m	0,63
Hauteur du chenal retenue (h)	m	1,2
Revanche (r)	m	0,5

- **Dimensionnement du coursier**

La largeur du coursier est de **8 m** ; et la longueur minimale du convergent est de **198,98 m**. Pour ce projet, nous retenons **199 m** comme longueur fixée.

- **Détermination du tirant d'eau (y)**

À la section de contrôle, le tirant d'eau est égal au tirant d'eau critique, soit **y = 3,11 m**.

Le tirant d'eau moyen ($\mathbf{y_m}$) a été obtenu par interpolation linéaire du tracé de la ligne d'eau. À cet effet, cinq sections ont été définies de manière à couvrir l'ensemble de la longueur du coursier, en adoptant un pas de **60 m** depuis la section de contrôle jusqu'à l'entrée du bassin de dissipation. Le tableau 35 résume les valeurs obtenues aux différentes sections.

TABLEAU 35 : DETERMINATION DU TIRANT D'EAU Y

Sections	**ΔH (m)**	**Hs (m)**	**n**	**Q / √(2g·l·Hs³/²)**	**y/Hs**	**d (m)**	**y (m)**	**ym (m)**
Section 1	4.66	3.73	0.47	0.53	0.58	0.00	2.16	2.01
Section 2	4.84	3.87	0.48	0.50	0.39	60.00	1.51	
Section 3	5.02	4.02	0.50	0.48	0.28	120.00	1.12	
Section 4	5.20	4.16	0.52	0.45	0.25	180.00	1.04	
Section 5	5.38	4.31	0.54	0.43	0.20	240.00	0.86	
Section 6	5.56	4.45	0.56	0.41	1.20	300.00	5.34	

Le tirant d'eau moyen obtenu par interpolation linéaire du tracé de la ligne d'eau est d'environ **2,01 m**. Donc, pour une largeur de coursier de **8 m** et un débit de **136,02 $\mathbf{m^3/s}$**, le tirant d'eau moyen dans le coursier atteint **2,01 m**. La revanche dans le coursier est de 1,00 m. par mesure de sécurité.

- **Dimensionnement du bassin de dissipation**

Dans le contexte du projet, la formule de Manning Strickler a été utilisée pour simuler la géométrie du canal nécessaire à l'évacuation du débit de crue laminé. En outre, un canal à profil trapézoïdal a été retenu à l'aval du bassin. La pente longitudinale du canal a été fixée à **I=0,25%** adaptée à l'évacuation du débit de crue sans provoquer d'érosion excessive, et un coefficient de rugosité de Strickler **K=75 $\mathbf{m^{1/3}/s}$**.

La largeur du chenal d'amenée a été fixée à **8 m** et le débit de dimensionnement à **136,02 m^3/s.** Le tirant d'eau normal du bassin de dissipation est de **3,12 m**. Il est déterminé par la formule de Manning-Strickler, en tenant compte de la rugosité, de la pente et de la géométrie du canal.

b) Ouvrage de vidange

Les ouvrages de vidange installés seront un dalot (pertuis de fond).

5.2.9. Dimensionnement des conduites de refoulement et d'adduction

a) Conduites de refoulement d'eau brute (Exhaure – STEP)

La conduite de transfert d'Exhaure-STEP relie le point de captage à la station de traitement. Le débit total acheminé, pendant les trois phases vers la station de relevage, est d'environ 5 500 m^3/h, pour une durée de fonctionnement de 20 heures par jour. La figure 34 montre la conduite de refoulement Exhaure-Traitement.

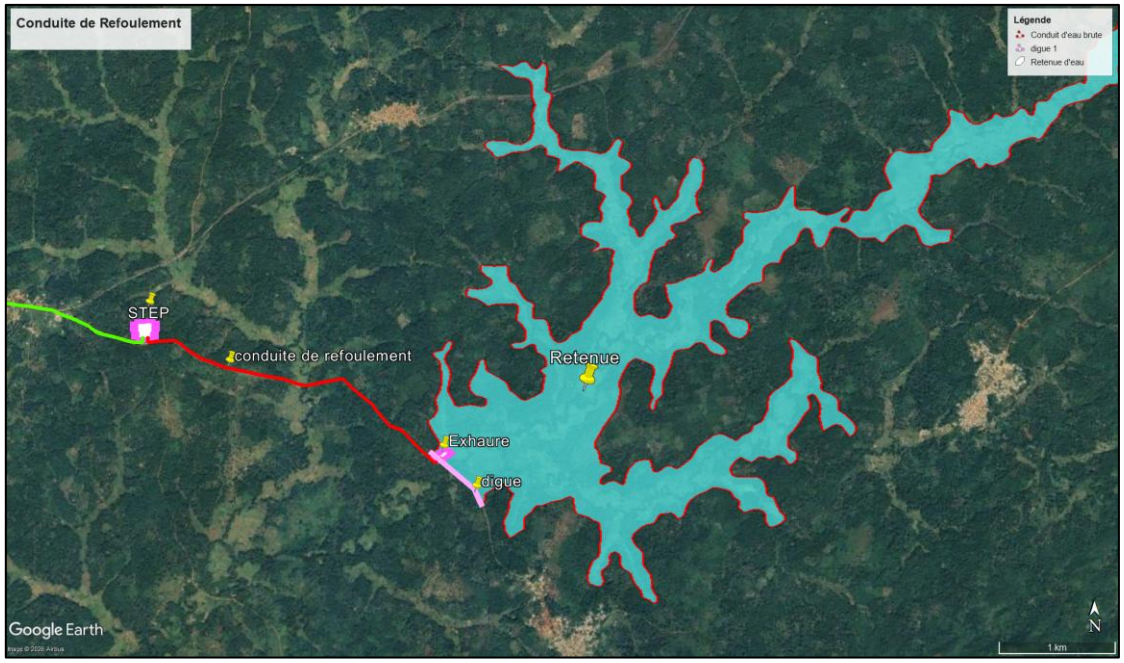


FIGURE 33 : CONDUITE DE REFOULEMENT EXHAURE-TRAITEMENT-VARIANTE 2

Le tableau 36 donne la vérification de la conduite de refoulement d'eau brute (Exhaure-traitement) pour les trois phases du projet.

TABLEAU 36 : CONDUITE DE REFOULEMENT EXHAURE-TRAITEMENT VARIANTE 2

Formules	Q (m^3/s)	n (s)	D (m)	D (mm)	Dret (mm)	V (m/s)	0,6+D (m)	V (m/s) ≤0,6+D (m)
Bresse	1,53	72000	1,85	1854,05	1900	0,54	2,50	oui
Bresse modifiée	1,53		0,92	921,39	1000	1,95	1,60	non

Formules	Q (m^3/s)	n (s)	D (m)	D (mm)	Dret (mm)	V (m/s)	0,6+D (m)	V (m/s) ≤0,6+D (m)
Munier	1,53		1,24	1236,17	1300	1,15	1,90	oui
Bonin	1,53		1,24	1236,03	1300	1,15	1,90	oui
A. Bedjaoui, Pr B. Achour	1,53		1,57	1569,76	1600	0,76	2,20	oui

Les formules de Bresse, Munier, Bonin et A. Bedjaoui vérifient la condition de Flamant.

b) Conduites d'adduction d'eau traitée (Traitement-Château)

Le tableau 37 donne le résultat du calcul des diamètres selon les différentes formules hydrauliques. Dans le cadre de ce projet, le rendement de traitement est de 95%.

TABLEAU 37 : CONDUITE DE REFOULEMENT TRAITEMENT-CHATEAU VARIANTE 2

Formules	Q (m^3/s)	n (s)	D (m)	D(mm)	Dret (mm)	V (m/s)	0,6+D (m)	V (m/s) ≤0,6+D (m)
Bresse	1,45	720 00	1,81	1807	1900	0,51	2,50	oui
Bresse modifiée	1,45		0,39	387	400	11,55	1,00	non
Munier	1,45		1,20	1205	1300	1,09	1,90	oui
Bonin	1,45		1,20	1205	1300	1,09	1,90	oui
A. Bedjaoui, Pr B. Achour	1,45		1,53	1530	1600	0,72	2,20	oui

Le diamètre est vérifié pour les formules de Bresse, Munier, Bonin, et A. Bedjaoui, Pr B. Achour.

c) Synthèse des calculs hydrauliques

Le tableau 38 donne les caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement pour les trois phases.

TABLEAU 38 : RESULTATS DE LA SIMULATION EPANET - V1

Phase du projet	Débit (m3/h)	Diamètre (mm)	Longueur (km)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)	HMT ret (m)	Pression (bar)
Station d'exhaure -Station de traitement							
Phase 1	2000	1100	3,421	0,58	0,22	25	1,7
Phase 2	4000	1100	3,421	1,17	1,83	25	1,6

Phase du projet	Débit (m3/h)	Diamètre (mm)	Longueur (km)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)	HMT ret (m)	Pression (bar)
Phase 3	5500	1100	3,421	1,9	2,12	25	1,8
Station de traitement – château							
Phase 1	1900	1100	20,779	0,56	0,2	160	1,3
Phase 2	3800	1100	20,779	1,11	1,75	180	2,2
Phase 3	5175	1100	20,779	1,8	1,9	200	1,8

Les données relatives aux conduites sont renseignées dans le tableau 39.

TABLEAU 39 : INFORMATION SUR LES CONDUITES DE REFOULEMENT - VARIANTE 2

Désignation	Exhaure – Station de traitement	Station de traitement - château
Nature	Fonte ductile	Fonte ductile
Côte de prise d'eau (PEN)	443 m	460 m
Côte de refoulement	460 m	622 m
Hauteur géométrique	17 m	147 m
Diamètre retenu	1100 mm	1100 mm

d) Lignes de charge dans les conduites

- **Conduite de Refoulement Exhaure-STEP**

Le graphique de la figure 35 nous donne l'évolution des charges dans la conduite de refoulement exhaure-STEP pour la phase trois (3).

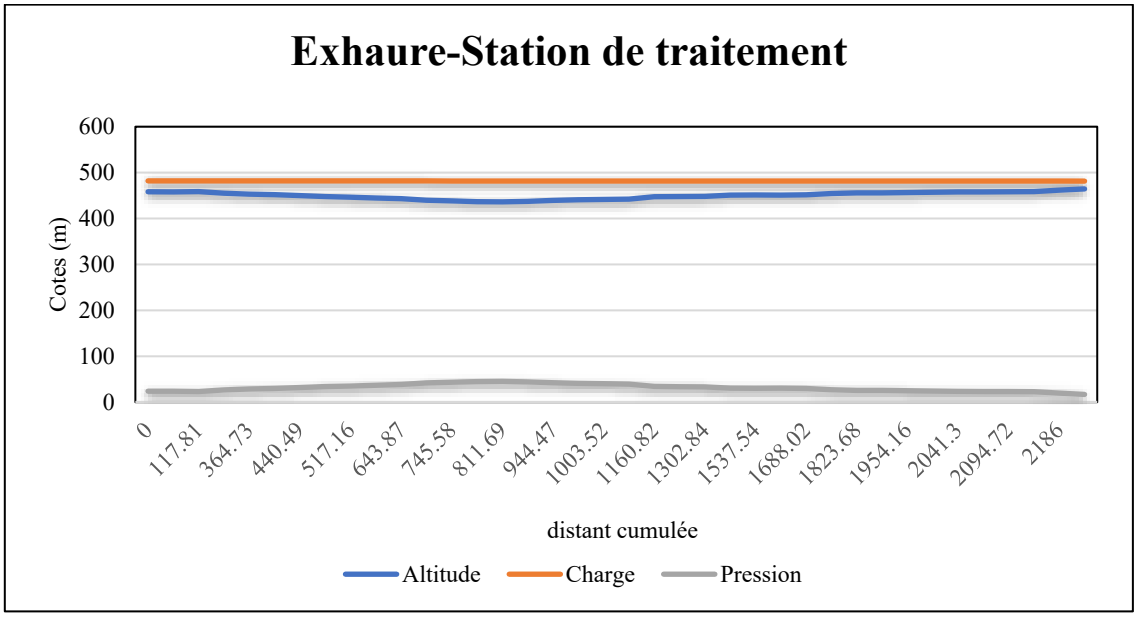


FIGURE 34: PROFIL DE PRESSION EXHAURE-STEP : VARIANTE 2

- **Conduite d'adduction STEP-Château**

Le graphique de la figure 36 montre l'évolution des charges dans la conduite de refoulement STEP-Château pour la phase 3.

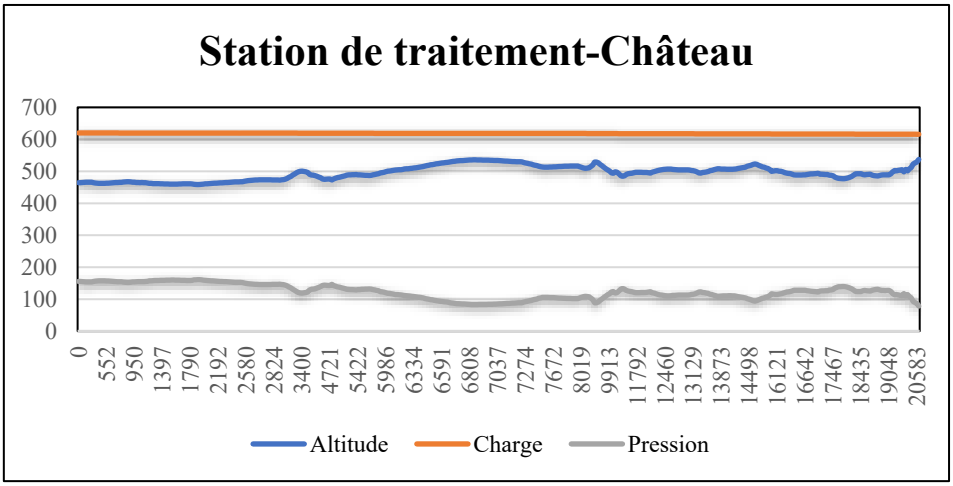


FIGURE 35 : PROFIL DE PRESSION STEP-CHATEAU

Les résultats de simulation sont présents en Annexee 8

5.2.10.Choix des pompes

a) Bief 1 : Conduite de refoulement Exhaure-station de traitement

Phase	Nombre de pompe	Débit m^3/h
1	2+ 1 secours en parallèle (pompe à vitesse variable)	2000

- **Point de fonctionnement**

Les données utilisées pour la détermination du point de fonctionnement de la pompe, par superposition de la courbe de la pompe et de la courbe du réseau, sont renseignées dans le tableau 40.

TABLEAU 40 : DETERMINATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT V2

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	HMT (m)	H réseau (m)
0	0	23	17.00
40	80	23.36	17.00
80	160	23.67	17.00
120	240	23.92	17.00
160	320	24.14	17.01
200	400	24.3	17.01
240	480	24.41	17.02
280	560	24.49	17.02
320	640	24.49	17.03
360	720	24.41	17.03
400	800	24.3	17.04
440	880	24.12	17.05
480	960	23.85	17.06
520	1040	23.54	17.07
560	1120	23.15	17.08
600	1200	22.7	17.09
640	1280	22.18	17.10
680	1360	21.6	17.11
720	1440	20.99	17.12
760	1520	20.34	17.14

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	HMT (m)	H réseau (m)
800	1600	19.7	17.15
840	1680	19.08	17.16
880	1760	18.48	17.18
920	1840	17.95	17.19
960	1920	17.49	17.21
1000	2000	17	17.23
1040	2080	16.44	17.25
1080	2160	15.82	17.26
1120	2240	15.17	17.28
1160	2320	14.46	17.30
1200	2400	13.7	17.32
1240	2480	12.87	17.34
1280	2560	11.97	17.36
1300	2600	11.5	17.37

Graphique du point de fonctionnement (figure 37)

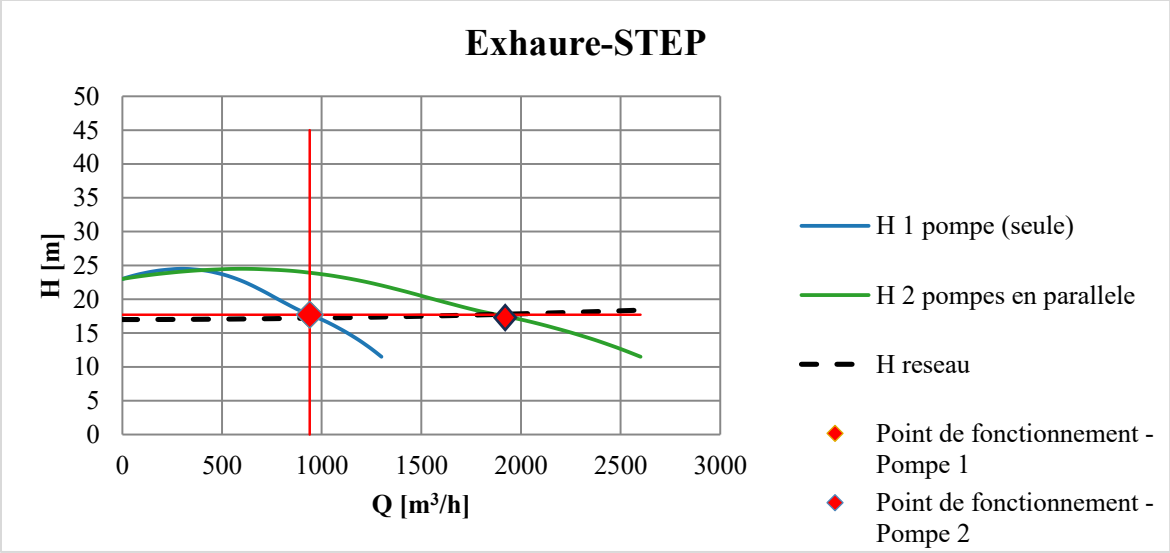


FIGURE 36 : POINT DE FONCTIONNEMENT EXHAURE -STEP- V2

a) Bief 2 : Conduite d'adduction station de traitement – Château

Phase	Nombre de pompe	Débit m^3/h
1	5+ 1 secours : pompe à vitesse variable	1900

- **Point de fonctionnement**

La première phase du projet prévoit l'installation de cinq (5) pompes (débit : 950 m^3/h, HMT : 73,5 m), dont deux montées en série, deux en parallèle et une dédiée au secours.

TABLEAU 41 : CALCUL DU POINT DE FONCTIONNEMENT STEP-CHATEAU V2

Q pompe (m^3/h)	HMT pompe (m)	Q branche (m3/h)	H branche = 2 h (m)	Q 4 pompes (m^3/h)	H 4 pompes (m)	H réseau (m)
0	**80**	0	160	0	160	147
30	**81.73**	30	163.46	60	163.46	147.001
60	**83.28**	60	166.56	120	166.56	147.006
90	**84.61**	90	169.22	180	169.22	147.013
120	**85.74**	120	171.48	240	171.48	147.022
150	**86.78**	150	173.56	300	173.56	147.034
180	**87.62**	180	175.24	360	175.24	147.048
210	**88.15**	210	176.3	420	176.3	147.065
240	**88.57**	240	177.14	480	177.14	147.084
270	**88.88**	270	177.76	540	177.76	147.105
300	**89**	300	178	600	178	147.128
330	**88.94**	330	177.88	660	177.88	147.153
360	**88.78**	360	177.56	720	177.56	147.181
390	**88.57**	390	177.14	780	177.14	147.210
420	**88.3**	420	176.6	840	176.6	147.242
450	**87.87**	450	175.74	900	175.74	147.276
480	**87.35**	480	174.7	960	174.7	147.311
510	**86.83**	510	173.66	1020	173.66	147.349
540	**86.28**	540	172.56	1080	172.56	147.389
570	**85.68**	570	171.36	1140	171.36	147.431
600	**85**	600	170	1200	170	147.475
630	**84.2**	630	168.4	1260	168.4	147.521
660	**83.29**	660	166.58	1320	166.58	147.569

Q pompe (m^3/h)	HMT pompe (m)	Q branche (m3/h)	H branche = 2 h (m)	Q 4 pompes (m^3/h)	H 4 pompes (m)	H réseau (m)
690	**82.32**	690	164.64	1380	164.64	147.619
720	**81.33**	720	162.66	1440	162.66	147.671
750	**80.28**	750	160.56	1500	160.56	147.724
780	**79.21**	780	158.42	1560	158.42	147.780
810	**78.15**	810	156.3	1620	156.3	147.838
840	**77.05**	840	154.1	1680	154.1	147.898
870	**75.97**	870	151.94	1740	151.94	147.959
900	**75**	900	150	1800	150	148.023
930	**74.23**	930	148.46	1860	148.46	148.088
960	**73.29**	960	146.58	1920	146.58	148.156
990	**72.01**	990	144.02	1980	144.02	148.225
1020	**70.29**	1020	140.58	2040	140.58	148.296
1050	**68**	1050	136	2100	136	148.369

Graphique du point de fonctionnement 1 (figure 38)

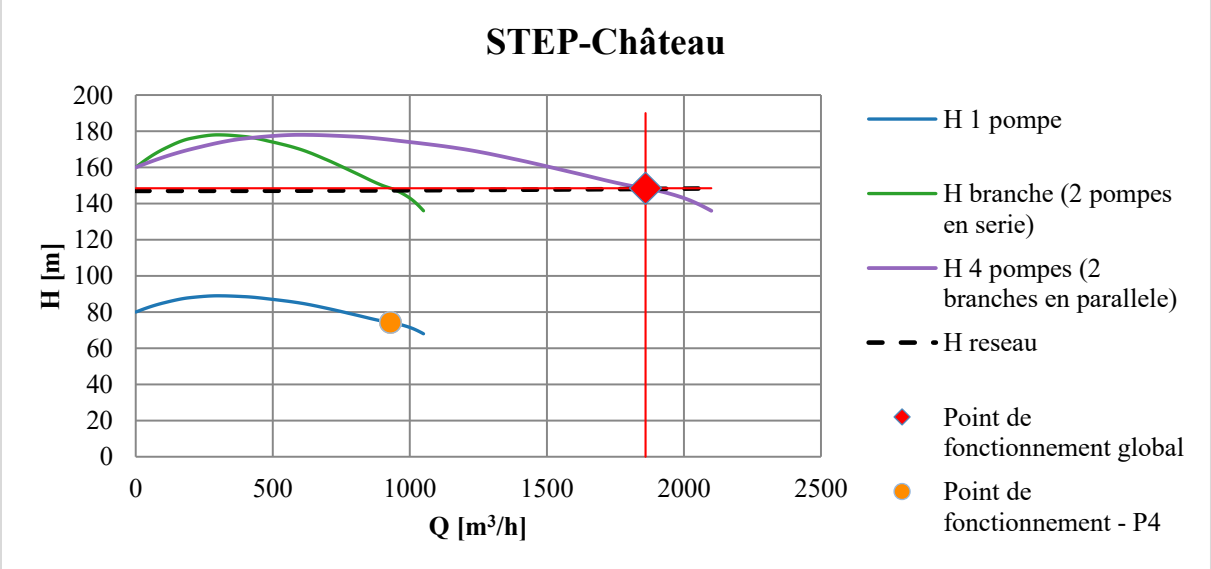


FIGURE 37 : POINT DE FONCTIONNEMENT STEP-CHATEAU V2

- **Critères de rendement énergétique et coût du cycle de vie (LCC)**

Au-delà de l'adéquation débit-HMT, le choix des pompes a intégré deux critères déterminants pour la soutenabilité du projet :

1. Rendement énergétique : Les pompes retenues (NK 125-315/317 et NK 150-200/196) présentent des rendements totaux de 79,7 % et 74,2 %, respectivement. Ce critère est essentiel, car la facture électrique constitue le principal poste de coût d'exploitation (plus de 85 % du LCC sur 20 ans). L'équipement en variateurs de fréquence permet en outre d'ajuster la consommation à la demande réelle.

2. Coût du cycle de vie (LCC) : La sélection a privilégié les pompes offrant le meilleur rapport entre le coût d'acquisition (CAPEX) et le coût d'exploitation (OPEX), en tenant compte des coûts de maintenance. Une pompe légèrement plus chère à l'achat, mais plus efficace énergétiquement est préférable à une pompe moins chère, mais énergivore

5.3. Résultats communs

5.3.1. Vérification du phénomène de « coup de bélier »

Une étude du coup de bélier a été menée pour évaluer l'utilité d'un dispositif antibélier. Les résultats sont renseignés dans le tableau donné en Annexee 1. Le tableau 42 donne le volume des antibéliers retenus pour les différentes conduites de refoulement.

TABLEAU 42 : VOLUME DES ANTIBELIERS RETENUS POUR LES CONDUITES DE REFOULEMENT

Conduites	Volume du ballon antibélier (L)
Exhaure – Station de traitement (V1)	10 550
Station de traitement – Château (V1)	7 500
Exhaure – Station de traitement (V2)	97 500
Station de traitement – Château (V2)	22 500

5.3.2. Ouvrage de stockage

Nous optons pour trois châteaux d'eau en béton armé sur pilier, hauteur de 20 m par rapport au sol et un réservoir semi-enterré pour la ville de N'Zérékoré, et les localités périphériques.

a) Volume de la cuve

La capacité utile (Cu) est évaluée à 25 % des besoins du jour de pointe, mais pour cette étude, et les études intérieures menées en Guinée, nous prenons 20%. La capacité totale (Ct) est obtenue en ajoutant la réserve incendie (RI) à la capacité utile.

Avec Cu = 0,20 × Bpj et RI = 120 $m^{3,}$ les capacités de stockage retenues sont présentées dans le tableau 43 :

TABLEAU 43 : RESULTATS DES OUVRAGES DE STOCKAGE

Variante	Stockage calculé (m3)	Capacité retenue (m3)	Château 1 (m^3)	Château 2 (m^3)	Réservoir (m^3)	Stockage prévu
V1	7 754	8 000	5 000	2 000	1 000	1 Château à l'horizon
V2	6 097	6500	3 000	2 000	1 500	

Ouvrage de stockage	Coordonnée Nord	Coordonné Ouest	Altitude (m)	Hauteur (m)
Château 1 (château de tête)	7°46'58,08"	8°48'11,06"	548	20
Château 2	7°43'38,37"	8°49'27,47"	488	15
Réservoir	7°45'27,51"	8°46'41,34"	512	Au sol 5m

5.3.3. Réseau de distribution

Le processus de dimensionnement du réseau de distribution de la variante retenue est en Annexee 16, laquelle récapitule les hypothèses techniques, la méthodologie de calcul et les résultats de simulation.

5.3.4. Résultats des Études d'Impact Environnemental et Social

5.3.4.1.Évaluation des impacts - variante 1

a) Impacts positifs

- Amélioration de l'accès à l'eau potable : réduction des maladies hydriques, amélioration des conditions sanitaires et de la qualité de vie des populations alimentées ;
- Renforcement des infrastructures hydrauliques : meilleure sécurisation de la ressource par une prise aménagée, possibilité de suivi et de contrôle ;
- Retombées socio-économiques : création d'emplois temporaires pendant les travaux et développement de petites activités économiques liées à l'amélioration de l'eau.

b) Impacts négatifs

- Augmentation temporaire de la turbidité et des matières en suspension lors des travaux en lit mineur et sur les berges ;
- Risque d'érosion des berges à proximité de la prise d'eau si les protections sont insuffisantes.
- Destruction locale d'habitats aquatiques lors de l'implantation de la prise ;
- Perturbation des poissons.
- Risque de conflits d'usage avec les usagers actuels du fleuve en cas de baisse perceptible du niveau d'eau en période d'étiage ;
- Nuisances temporaires de chantier : bruit, poussière, circulation d'engins, pour les villages riverains.

c) Mesure d'atténuation

- ❖ Plan de gestion de l'érosion : limitation des déboisements, travaux en saison sèche, mise en place de protections de berges, stabilisation des talus et re végétalisation des rives ;
- ❖ Gestion des déblais et remblais : stockage en zones aménagées du lit majeur, avec dispositifs de drainage pour éviter les ruissellements boueux.
- ❖ Choix du site de prise d'eau hors des principales zones de frayère et d'habitats sensibles, sur la base d'une reconnaissance écologique préalable ;
- ❖ Plan de gestion environnementale de chantier (PGES) incluant la limitation de la turbidité, le contrôle des fuites d'hydrocarbures et la sensibilisation des entreprises.
- ❖ Mécanisme de consultation et de concertation avec les communautés riveraines pour expliquer le projet, recueillir les préoccupations et adapter les modalités de prélèvement ;
- ❖ Respect des normes nationales de qualité de l'eau potable et mise en place d'un dispositif de suivi de la qualité et de la quantité d'eau prélevée.

5.3.4.2.Évaluation des impacts variante 2

Les impacts sont plus forts et plus étendus pour un barrage.

a) Impacts positifs

- Sécurisation des débits pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation, voire la production d'énergie ou d'autres usages, en régularisant les écoulements saisonniers ;

- Possibilités d'irrigation, de pêche en retenue, de petits périmètres agricoles, et parfois d'activités touristiques autour du plan d'eau ;
- Réduction de la fréquence et de l'intensité des crues en aval dans certaines conditions, si le barrage est géré dans cet objectif.

b) Impacts négatifs

- Rétention des sédiments dans la retenue, entraînant une érosion accrue en aval et une réduction de la durée de vie du réservoir par envasement ;
- Modification du régime hydrologique – atténuation des crues naturelles, réduction des débits de pointe, modification de la température et de la qualité physico-chimique des eaux restituées.
- Rupture de la continuité écologique du cours d'eau : obstacle à la migration des poissons et autres espèces qui utilisent différentes zones du fleuve pour se reproduire ou s'alimenter ;
- Transformation d'habitats fluviaux en habitats lacustres, avec disparition d'espèces adaptées au courant et apparition d'espèces lacustres parfois invasives ;
- Submersion de terres agricoles, d'habitats et parfois de sites culturels ou sacrés, pouvant entraîner des déplacements de populations et des pertes de moyens d'existence traditionnels.
- Risques sanitaires liés aux eaux stagnantes autour de la retenue si les mesures sanitaires sont insuffisantes.

c) Mesure d'atténuation

La variante 2 peut être rendue plus acceptable par des mesures fortes :

- ❖ Études de sédimentation, éventuels cas ou vidanges de fond, conception de prises permettant un transit partiel des sédiments ;
- ❖ Définition et respect d'un débit réservé écologique minimum en aval, garantissant la survie des écosystèmes aquatiques et des usages traditionnels.
- ❖ Ouvrages de franchissement piscicole lorsque cela est techniquement et économiquement possible, pour limiter la rupture de migration ;
- ❖ Programme de suivi écologique et mesures adaptatives si dégradation observée ;
- ❖ Plan de réinstallation et de compensation des populations affectées, conforme à la législation nationale et aux bonnes pratiques ;

- ❖ Programme de santé publique dans les zones riveraines de la retenue et concertation continue avec les communautés.

Les plans de gestion environnementale et sociale pour les variantes 1 et 2 sont présentés en Annexes 9 et 10.

5.3.5. Étude de faisabilité financière

5.3.5.1.Variante 1 : Prise d'eau sur le fleuve Diani

La réalisation de l'AEP pour la variante 1 est estimée à un coût global de **trente-sept milliards sept cent quatre-vingt-dix millions seize mille huit cent vingt-neuf FCFA (37 790 016 829)** toutes taxes comprises. Le tableau 44 présente le récapitulatif des coûts (voir en Annexe 11 pour le détail)

TABLEAU 44 : RECAPITULATIF DES COUTS DE REALISATION

N⁰	DESIGNATION	COUT TOTAL (FCFA)
1	INSTALLATION DE CHANTIER	309 945 000
2	MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES	220 928 000
3	OUVRAGE DE GENIE CIVIL SUR LE SITE DE LA STATION D'EXHAURE	12 525 255 000
4	AMENAGEMENT STATION D'EXHAURE	929 380 500
5	FOURNITURE ET POSE DE CANALISATION EN FONTE DN1200 POUR PRODUCTION ET ADDUCTION	6 914 000 000
6	STATION DE TRAITEMENT	2 022 269 901
7	CONSTRUCTION DU BATIMENT D'EXPLOITATION	64 902 290
8	RESERVOIR ET CHATEAU (8000 m^3)	8 505 000 000
TOTAL GENERAL HORS TAXE (FCFA)		31 491 680 691
MONTANT DE LA TVA (18%)		5 668 502 524
TOTAL TTC		37 160 183 215
IMPREVU 2%		629 833 614
MONTANT TOTAL TTC		**37 790 016 829**

Les charges d'exploitation ont été estimées sur la base des prix unitaires du marché guinéen et des quantités annuelles produites. Le tableau 45 détaille, pour chaque poste, le coût unitaire, la consommation annuelle, le coût annuel et le coût cumulé sur 10 ans. Le poste "Personnel

d'exploitation" a été dimensionné pour une équipe de 20 agents, conformément aux standards pour une station de production de cette capacité en Afrique de l'Ouest. Le coût unitaire de l'énergie électrique est basé sur le tarif industriel guinéen et une consommation spécifique de 0,5 kWh/m³.

a) Charge d'exploitation

Dans cette étude, les coûts d'exploitation couvrent les produits chimiques, l'électricité, l'entretien et les charges salariales. Le tableau 45 récapitule le calcul de la charge d'exploitation.

TABLEAU 45 : COUT D'EXPLOITATION - VARIANTE 1

N⁰	Désignation	Unité	Total sur 10 ans
1	Énergie électrique de pompage AEP	FCFA/m³	160 000
2	Réactifs de traitement : coagulant, chlore	FCFA/m³	14 600 000
3	Personnel d'exploitation	FCFA	3 000 000
4	Maintenance courante	FF	5 000 000 000
5	Suivi qualité eau	FCFA/campagne	12 000 000
	Total		**34 760 000**

Le montant total des charges d'exploitation est estimé à **trente-quatre millions sept cent soixante mille (34 760 000) F CFA ≈ soixante-dix-huit milliards neuf cent quatre-vingts millions de francs guinéens (78 980 000 000 GNF).**

5.3.5.2.Variante 2 : Construction du Barrage

a) Coût de réalisation

Le tableau 46 présente l'estimation du coût de réalisation pour la variante 2. Le détail des calculs est présenté en Annexe 12.

TABLEAU 46 : COUT DE REALISATION - VARIANTE 2

N⁰	DESIGNATION	COUT TOTAL (FCFA)
1	INSTALLATION DE CHANTIER	400 945 000
2	MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES	300 928 000
3	CONSTRUCTION DU BARRAGE	82 367 932 000
4	PRISE D'EAU ET STATION D'EXHAURE	1 435 000 000
5	FOURNITURE ET POSE DE CANALISATION EN FONTE DN1100 POUR PRODUCTION ET ADDUCTION	11 497 500 000

N⁰	DESIGNATION	COUT TOTAL (FCFA)
6	STATION DE TRAITEMENT	8 260 000 000
7	RESERVOIRS (6500 m^3)	8 295 000 000
TOTAL GÉNÉRAL HORS TAXE (FCFA)		112 557 305 000
MONTANT DE LA TVA (18%)		20 260 314 900
TOTAL TTC		132 817 619 900
IMPREVU 2%		2 251 146 100
MONTANT TOTAL TTC		**135 068 766 000**

Le coût total de l'AEP pour la variante 2 s'élève à **cent trente-cinq milliards soixante-huit millions sept cent soixante-six mille FCFA toutes taxes comprises (135 068 766 000).**

b) Charge d'exploitation

Le coût d'exploitation de la variante 2 se présente dans le tableau 47 ci-dessous.

TABLEAU 47 : CHARGE D'EXPLOITATION - VARIANTE 2

N⁰	Désignation	Unité	Total sur 10 ans
1	Gestion du barrage	FF	150 000 000
2	Production d'eau	FF	150 000 000
3	Traitement de l'eau	ENS	11 500 000
4	Maintenance	ENS	50 000 000
5	Gestion énergétique	ENS	3 000 000
6	Suivi environnemental	ENS	5 500 000
	TOTAL		**370 000 000**

Le total des charges d'exploitation est évalué à **trois cent soixante-dix millions (370 000 000) de FCFA.**

Pour la variante 2, les charges d'exploitation incluent un poste spécifique de gestion et entretien du barrage, couvrant la surveillance de la digue, l'entretien des évacuateurs de crue et le suivi bathymétrique de la retenue. Le personnel d'exploitation est porté à 25 agents, intégrant des agents spécialisés dans la surveillance de l'ouvrage. Malgré un OPEX annuel légèrement inférieur à celui de la variante 1 en valeur absolue

c) Calcul de la VAN et le Taux de Rentabilité Interne (TRI) des deux variantes

Cette analyse vise à mesurer la capacité de chaque projet à générer de la valeur sur une durée d'exploitation de **20 ans**, en tenant compte du prix de l'eau réglementé en Guinée, fixé à **700**

francs guinéens (GNF) par m^3, soit **52 FCFA**.

Le tableau 48 présente les principaux indicateurs financiers obtenus pour les deux variantes.

TABLEAU 48 : PRINCIPAUX INDICATEURS FINANCIERS DES VARIANTES

Indicateur	Variante 1 : Prise sur le fleuve Diani	Variante 2 : Barrage de retenue
Investissement total	37,79 milliards de FCFA	135,07 milliards de FCFA
Volume d'eau produit (m^3/an)	50 100 000	39 200 000
Recettes annuelles (à 700 GNF/m^3)	2,60 milliards de FCFA	2,04 milliards de FCFA
Coûts d'exploitation annuels	1,51 milliard de FCFA	2,70 milliards de FCFA
Cash-flow annual net	+1,09 Milliard FCFA	-0,66 Milliard FCFA
VAN (à 8%)	-26,9 milliards FCFA	-141,5 milliards FCFA
TRI	-1,3 %	Cash-flow négatif

La VAN a été calculée sur **20 ans** : durée d'amortissement des équipements électromécaniques. Les résultats montrent que la VAN reste négative pour les deux variantes. La Variante 1, Prise d'eau sur le Diani, présente systématiquement une VAN moins négative que la Variante 2, Barrage, avec un écart variant entre 14 et 28 milliards. L'extension de la période de calcul à 30 ans aggravera la VAN négative, car les cash-flows négatifs se cumulent sur une plus longue période. Le tarif de l'eau devrait être multiplié par **4** (de 700 à 2 748 GNF/m³) pour que la Variante 1 devienne rentable sur 20 ans, et par **4,7** (à 3 322 GNF/m³) pour la Variante 2.

L'analyse de rentabilité par la VAN et le TRI ne démontre qu'aucune des deux variantes n'est financièrement rentable dans les conditions actuelles de tarification de l'eau en Guinée. Toutefois, la variante 1 se distingue nettement comme la moins mauvaise option sur le plan financier.

- **Correction du taux de change**

Une analyse de sensibilité au taux de change GNF/FCFA a été réalisée pour tenir compte de la variabilité du franc guinéen sur le marché des changes. Sur les 20 dernières années, le GNF s'est déprécié de près de 50 % par rapport au FCFA, passant de 0,1286 XOF/GNF en 2006 à 0,0656 XOF/GNF en 2026. Une dépréciation supplémentaire de 20 % du GNF réduirait les

recettes en FCFA de 17 % et détériorerait la VAN d'environ 1,5 %. Cette sensibilité modérée s'explique par le fait que les coûts d'exploitation sont majoritairement libellés en GNF, limitant ainsi l'impact du taux de change sur le cash-flow net.

5.4. Comparaison multicritère

- **Choix définitif entre les variantes proposées**

Le tableau 49 donne les résultats de la comparaison multicritère et le choix définitif de la variante optimale.

TABLEAU 49 : CHOIX DEFINITIF ENTRE LES VARIANTES PROPOSEES

Critère principal	Poids	Sous-critère	Prise Diani (V1)	Barrage (V2)	Justification
Économique	0,35	CAPEX	7,5	4,0	La variante de prise d'eau sur le fleuve Diani présente un coût d'investissement plus faible que la construction d'un barrage.
		OPEX	6,5	6,0	Les coûts d'exploitation de la prise d'eau restent modérés malgré les besoins énergétiques du pompage.
		Coût/m^3	7,0	6,5	Les coûts de revient du mètre cube d'eau sont plus faibles sur le fleuve grâce à un investissement initial réduit et à des infrastructures moins complexes à exploiter.
Technique	0,4	Disponibilité ressource	5,0	9,0	Le barrage offre une meilleure disponibilité de la ressource en eau grâce au stockage de grandes quantités d'eau.
		Mise en œuvre	8,0	4,0	La prise d'eau sur le fleuve est plus simple et plus rapide à réaliser.
		Sécurisation	4,5	8,5	Le barrage assure une alimentation plus stable et continue grâce à sa capacité de stockage.
Socio-Environnemental	0,25	Impacts fonciers	8,5	2,5	La prise d'eau sur le fleuve nécessite peu d'emprises foncières et entraîne un déplacement limité des populations,

Critère principal	Poids	Sous-critère	Prise Diani (V1)	Barrage (V2)	Justification
		Biodiversité/ eau	7,5	3,5	Les impacts environnementaux de la prise d'eau restent relativement faibles comparés à ceux d'un barrage, qui modifie fortement les écosystèmes aquatiques, perturbe les habitats naturels et affecte le fonctionnement hydrologique du cours d'eau.
		Acceptabilité sociale	8,0	3,0	La variante de prise d'eau est mieux acceptée par les populations locales en raison de ses impacts sociaux plus limités.
Score total	**1,00**		**6,30**	**5,90**	

La comparaison multicritère confirme la variante « **Prise d'eau sur le fleuve Diani** » comme solution optimale pour l'AEP de N'Zérékoré, avec un score de 6,30/10 surpassant le barrage (5,90/10), grâce à un meilleur équilibre coût-performance-impact. Ce choix minimise les investissements, limite les impacts socio-environnementaux et assure une mise en œuvre rapide et la disponibilité de l'eau.

VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

a) Conclusion générale

Le diagnostic a révélé la vétusté du système d'alimentation en eau potable (AEP) de N'Zérékoré, dont la station de traitement ne fonctionne qu'à 135 m³/h, un débit très en deçà des besoins projetés. Pour y remédier à l'horizon 2060, deux variantes ont été étudiées et comparées : une prise d'eau directe sur le fleuve Diani (V1) et un barrage de retenue (V2). La population desservie passerait de 368 188 à 920 089 habitants entre 2030 et 2060, ce qui porterait le débit de pointe à dimensionner à 6 867 m³/h pour la V1 et à 5 364 m³/h pour la V2. Les déficits à combler seraient respectivement de 6 732 m³/h et 5 227 m³/h. Du côté de la ressource, le Diani offre un débit prélevable d'étiage de 28 800 m³/h, largement suffisant pour couvrir les besoins. En revanche, la solution par barrage nécessite une réserve utile de 30,1 millions de m³, assortie d'un bilan hydrique excédentaire et d'un évacuateur de crue dimensionné pour 210 m³/s, laminé à 136 m³/s. Les conduites ont été vérifiées à l'aide des formules classiques de Bresse, Munier, Bonin et A. Bedjaoui, puis simulées sous EPANET. Pour la V1, la vitesse atteint 1,72 m/s en phase 3, valeur légèrement supérieure à l'intervalle de référence de 0,5 à 1,5 m/s, ce qui justifie une étude complémentaire du coup de bélier. Le stockage est assuré par deux châteaux d'eau et un réservoir. Sur le plan environnemental et social, la V1 génère des impacts limités et réversibles, sans déplacement de population. La V2 entraîne en revanche des conséquences plus lourdes et durables, ce qui se traduit par des scores nettement inférieurs sur les critères fonciers, de biodiversité et d'acceptabilité sociale. Sur le plan financier, l'investissement s'élève à 37,79 milliards FCFA pour la V1 contre 135,07 milliards FCFA pour la V2, soit un rapport de 1 à 3,6, essentiellement dû au poste « construction du barrage ». Au tarif réglementé de l'eau en Guinée : 700 GNF/m³, soit environ 52 FCFA/m³, aucune des deux variantes n'est rentable, les deux présentant des valeurs actualisées nettes (VAN) négatives. Toutefois, la V1 dégage un cash-flow d'exploitation positif, alors que la V2 reste structurellement déficitaire.

L'étude présente des limites : absence de données démographiques locales, séries hydrologiques ne reflétant pas le changement climatique ; et des perspectives : modélisation intégrée, optimisation énergétique, SIG, gouvernance participative. Sur le plan financier, la VAN négative en première phase (2030) n'est pas rédhibitoire : à l'horizon 2060, l'augmentation du taux de raccordement et de la consommation pourrait améliorer la rentabilité, sous réserve d'une révision périodique du tarif et de mécanismes de subvention adaptés pour assurer l'équilibre durant les premières années d'exploitation.

b) **Recommandations**

- Modernisation technologique : L'intégration d'un système complet de télégestion et de supervision est recommandée pour optimiser le pilotage des stations de pompage et des réservoirs ;
- Protection du bassin versant : Un règlement strict doit être mis en place pour interdire toute activité minière dans l'emprise du bassin versant du fleuve Diani ;
- Le Plan de Gestion Environnementale et Sociale doit être rigoureusement appliqué durant la phase des travaux. Il vise à contrôler l'érosion, à gérer les déchets et à protéger les berges du Diani ;
- Une concertation permanente avec les populations riveraines du fleuve Diani est nécessaire pour expliquer les enjeux du projet, prévenir les conflits d'usage et faciliter l'acceptabilité sociale ;
- La main-d'œuvre locale doit être priorisée pour les travaux d'infrastructure, ce qui favorise l'adhésion au projet et contribue au développement économique de la région.
- Il est recommandé d'installer une station de jaugeage hydrométrique sur le fleuve Diani, en amont de la prise d'eau, afin de mesurer en continu les débits réels et d'actualiser périodiquement les hypothèses hydrologiques de l'étude.

BIBLIOGRAPHIE

- Compaoré, M. L. (1996). Cours de barrages (2e éd). EIER.
- Dr Lawani, A. M. (2017). Essentiel des écoulements non permanents en charge et à surface libre. (Manuel)
- Gueye, I. (2010). UTER ISM. 2iE
- Karambiri, H. (2007). UTER Gestion et valorisation de l'eau et de l'assainissement. Group EIER-ETSHER.
- Khalil, P. (2017). Projet de dimensionnement d'une retenue d'eau à vocation AEP : Cas du barrage de Samporo. (Mémoire/Rapport).
- Kouadio, E.T.E.L. (2022). Contribution au projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable des villes de Zuenoula et Vavoua à partir du lac Kossou (Rapport).
- Kouassi, A. M. (2016). Cours de traitement des données hydrologiques. INP-HB Yamoussoukro.
- Kouassi, D. P. (2022). Alimentation en eau potable : Calcul des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP. (Cours).
- LO, M. (2025). Dimensionnement des barrages en terre. (Ouvrage).
- Neitsch, S. L., Arnold, J. R., et al. (2011). Soil and water Research Laboratory, Agricultural Research Service and Blackland Research Center, Texas. (Rapport)
- Rodriguez, Bernado, A. L. R., & Santos (2014). Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.
- TERRABO Ingénieur-Conseil (2026). Étude hydraulique de la ville de N'Zérékoré. (Rapport d'étude).
- Turc, L. (1955). Le bilan de l'eau des sols. Relation entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulement. INRA.
- Zoungrana, D. (2003). Cours d'approvisionnement en eau potable. (Novembre 2003). (Cours).
- Recensement Général de la population et de l'Habitat -RGPH) (2014-2025). (Données statiques).

ANNEXE

Annexe 1 : Abaque de détermination du tirant d'eau dans le coursier xiv

Annexe 2 : Abaque pour la détermination du temps de montée xv

Annexe 3 : Abaque pour la détermination du coefficient de laminage xvi

Annexe 4 : Abaque de calcul de coefficient de débit m d'un déversoir à profil CREAGER xvii

Annexe 5 : Abaque pour déterminer les caractéristiques du bassin de dissipation xviii

Annexe 6 : Dimensionnement de la station de traitement xix

Annexe 7 : Résultats de simulation de la conduite de refoulement pour la phase 3 (variante 1) xxiv

Annexe 8 : Résultats de simulation de la conduite de refoulement (variante 2-Phase 3) xxv

Annexe 9 : Plan de Gestion environnemental et social (Variante 1) xxvi

Annexe 10 : Plan de gestion environnemental et social (Variante 2) xxviii

Annexe 11 : Bordereau de prix -variante 1 xxix

Annexe 12 : Bordereau de prix – variante 2 xxxiv

Annexe 13 : Profil en ligne des conduites de refoulement de la variante retenue sur CEBELMAIL xxxvi

Annexe 14 : Choix des pompes – variante 1 xxxvii

Annexe 15 : Choix des pompes – variante 2 xxxviii

Annexe 16 : Méthodologie et Résultat du réseau de distribution xxxix

Annexe 17 : Qualité de l'eau brute du fleuve Diani xlvi

Annexe 18 : Délimitation du bassin versant des variantes xlviii

Annexe 19 : Résultat de calcul du coup de bélier xlix

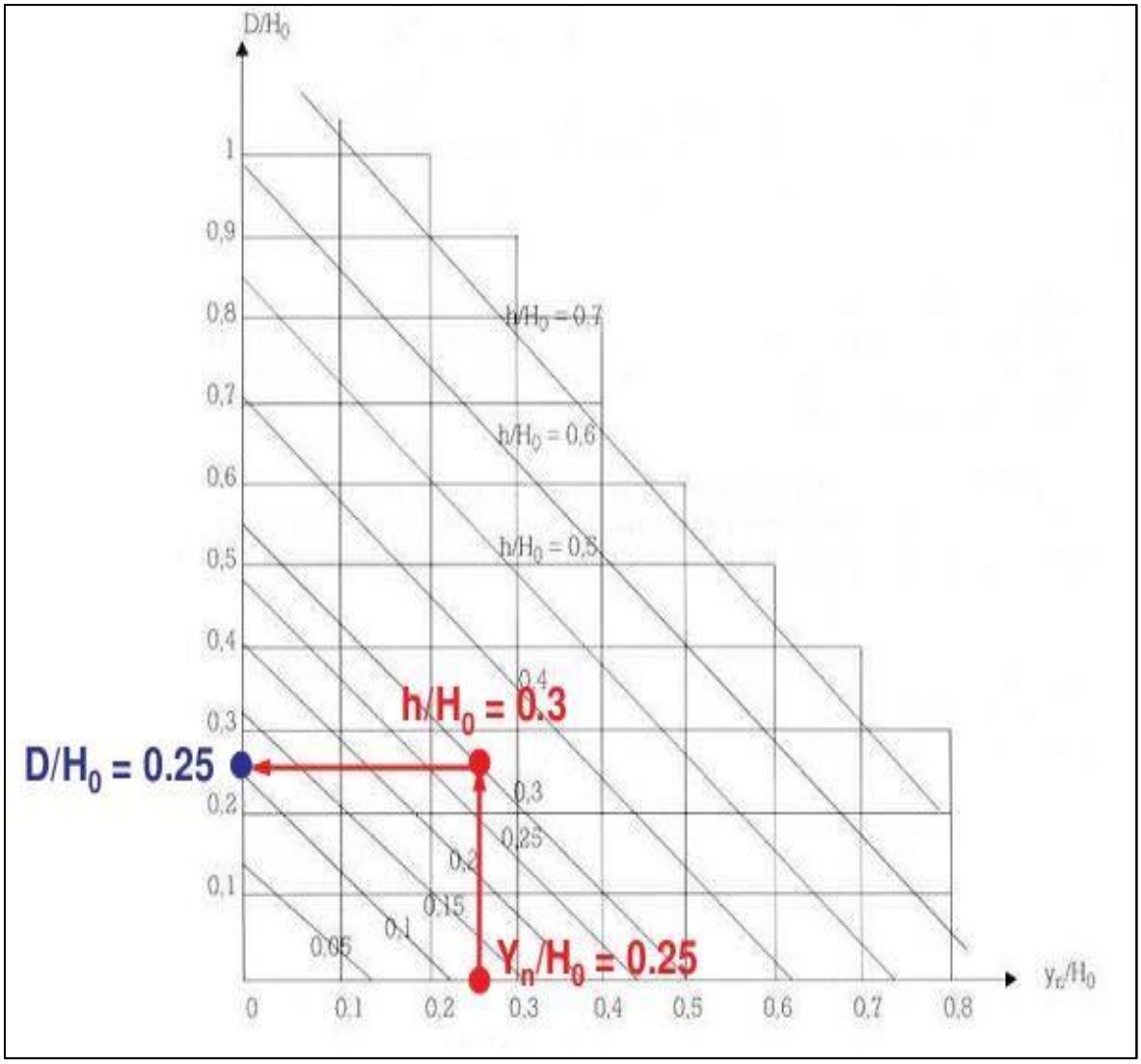
Annexe 20 : Résultats d'estimation des besoins et schéma synoptique des variantes. lix

Annexe 21 : Projection de la population (1), besoins en eau (2) et débits du projet (3) - V1. lxii

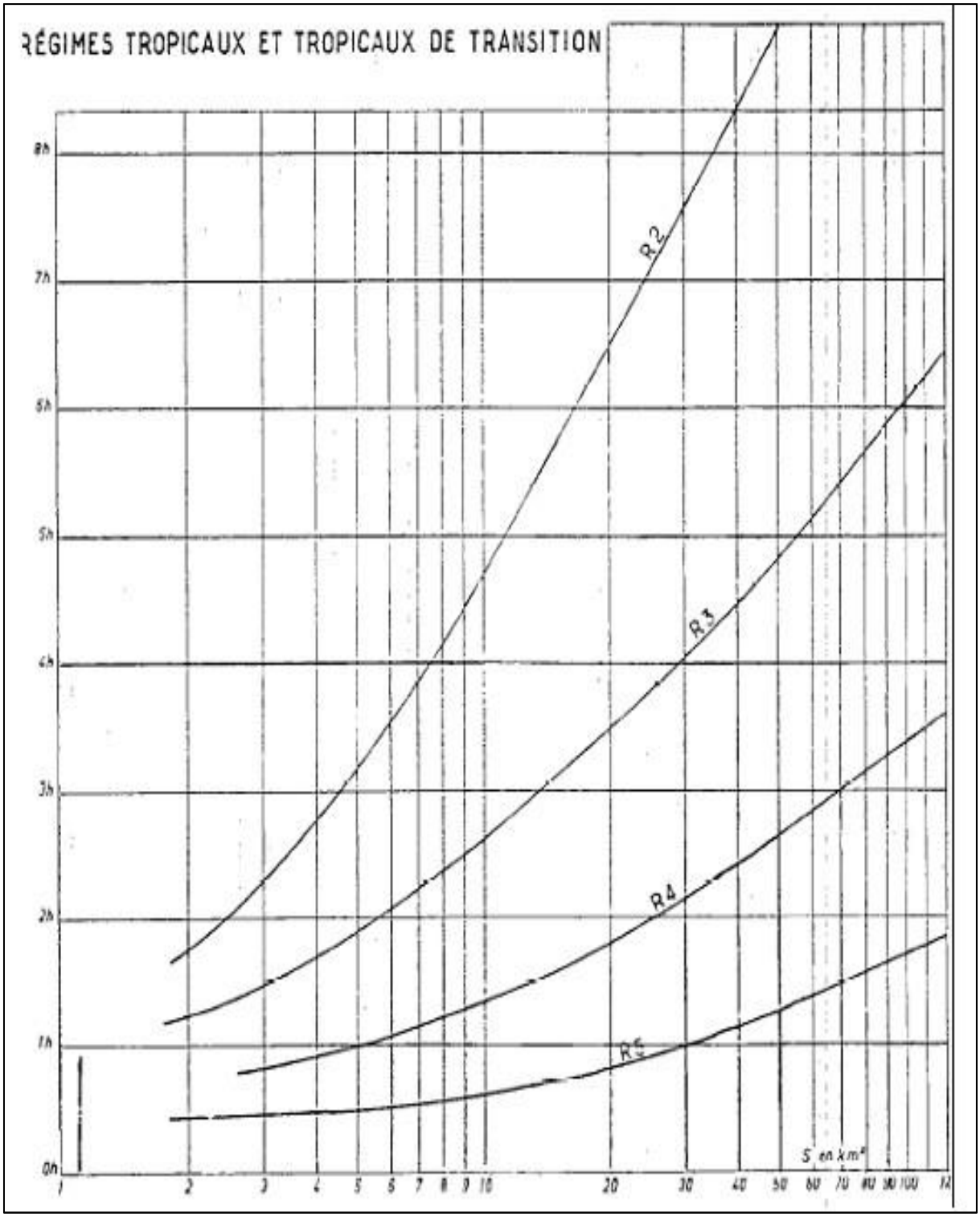
Annexe 22 : Projection de la population (1), besoins en eau (2) et débits du projet (3) – V2 lxiii

Annexe 23 : Débit d'étiage du fleuve Diani et courbes hauteur-volume de la retenue lxiv

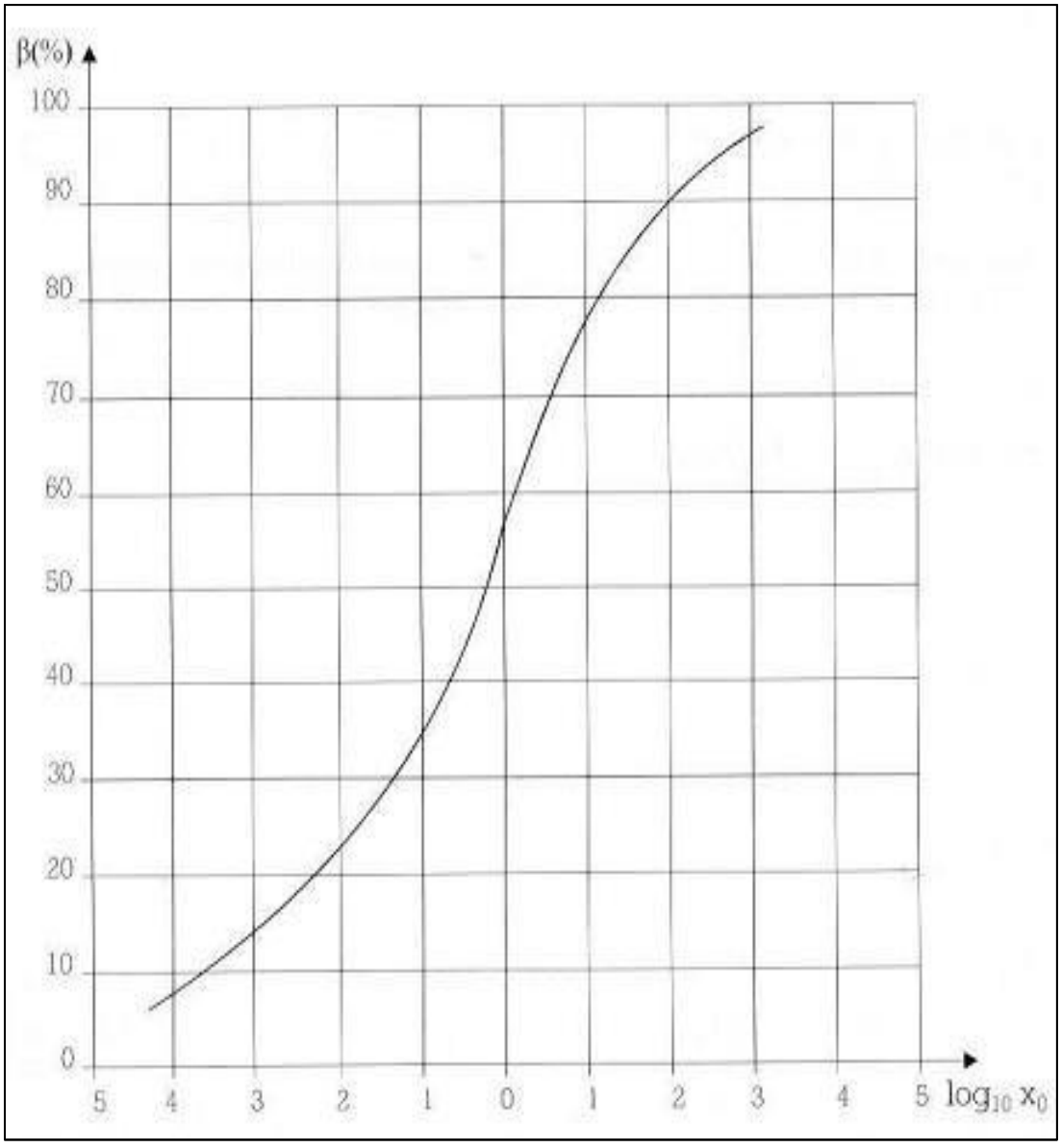
ANNEXE 1 : ABAQUE DE DETERMINATION DU TIRANT D'EAU DANS LE COURSIER



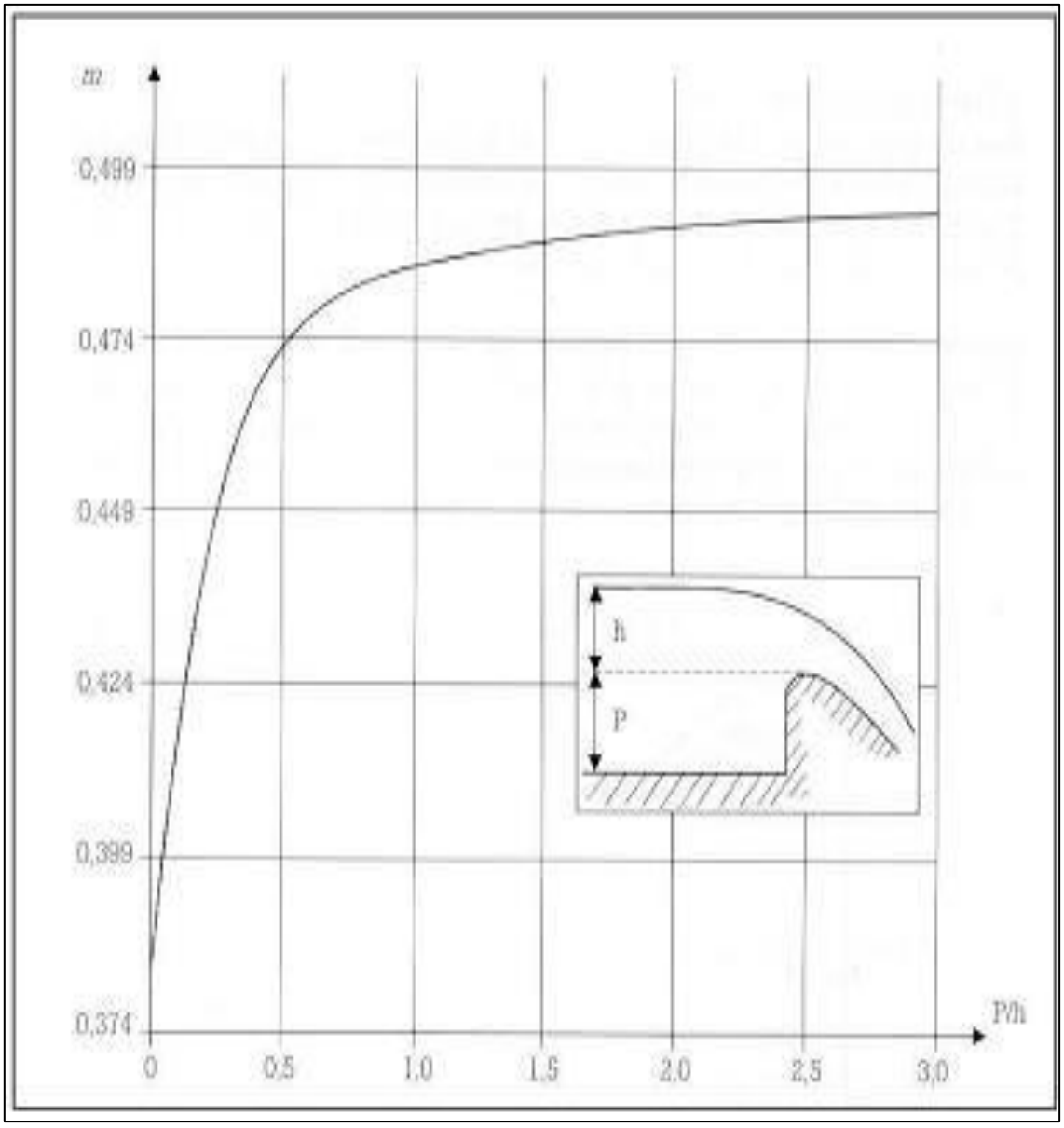
ANNEXE 2 : ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU TEMPS DE MONTEE



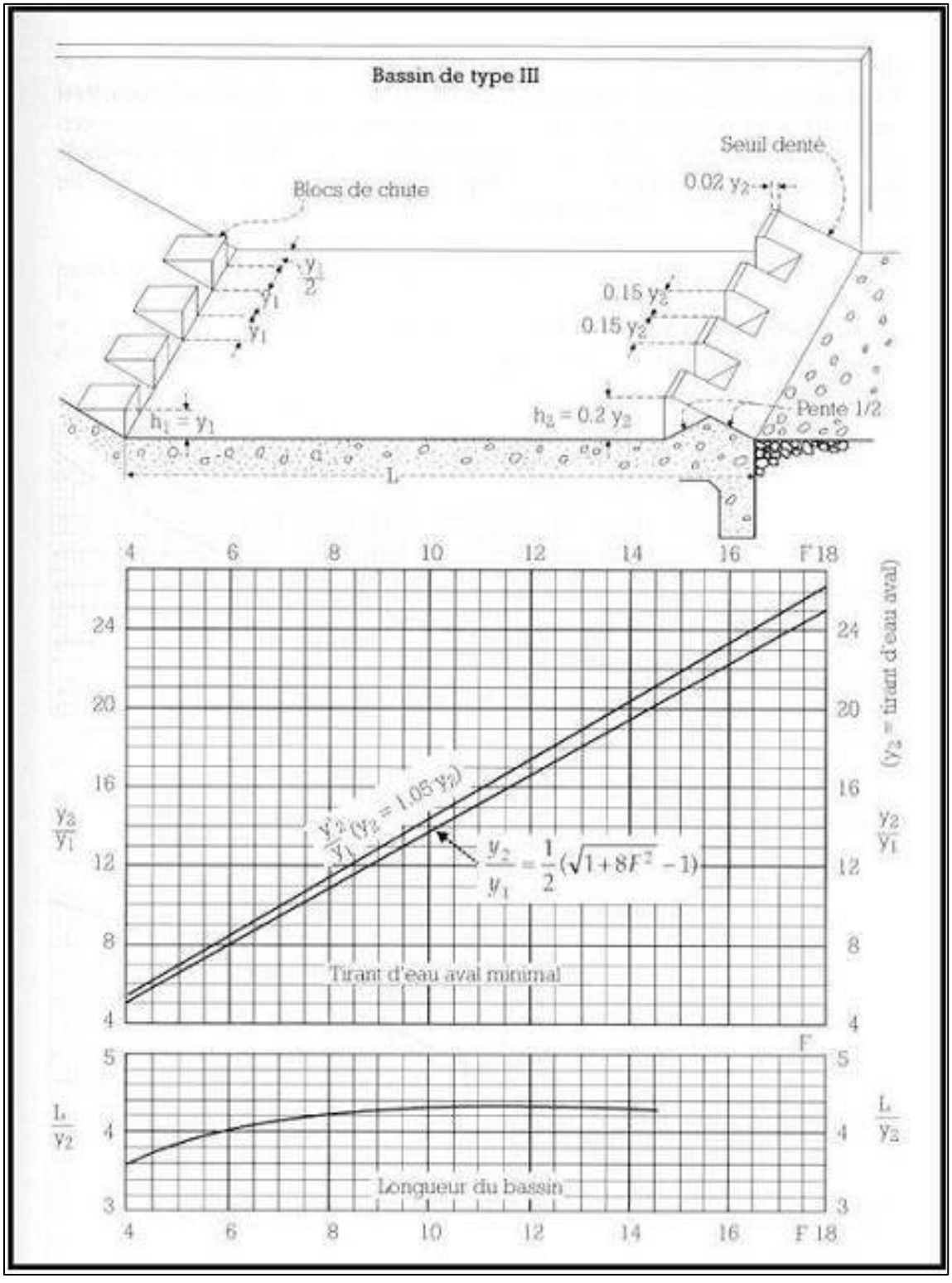
ANNEXE 3 : ABAQUE POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE LAMINAGE



ANNEXE 4 : ABAQUE DE CALCUL DE COEFFICIENT DE DEBIT M D'UN DEVERSOIR A PROFIL CREAGER



ANNEXE 5 : ABAQUE POUR DETERMINER LES CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE DISSIPATION



ANNEXE 6 : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE TRAITEMENT

- **Dimensionnement du répartiteur**

Il est dimensionné pour les phases 1, 2 et 3

Les dimensions du déversoir de chaque compartiment sont évaluées avec la formule suivante :

Expression	Définition des paramètres
$Q = m * L * h^{3/2} * \sqrt{2g}$	Q : débit ; L : longueur déversante ; H : hauteur sur le seuil ; m : coefficient de débit du seuil : prix égal à 0,37 avec H/B=0,5, B : épaisseur du béton ; g : pesanteur (9,81 m/s²)

- **Décanteur Pulsateur - Zone de décantation**

La surface de décantation est estimée à l'aide de la formule suivante :

Expression	Définition des paramètres
$S = \frac{Q}{V_a}$	S : surface de compartiment ; Q : débit ; Va 1 : vitesse ascensionnelle au niveau du lit de boue. Va 2 : vitesse ascensionnelle au niveau de la surface lamélisée (5 m/h) ; Va 3 : vitesse ascensionnelle au miroir 7 m/h.
$S_p = R * n * L * l * \cos\theta$	Sp : surface projetée ; R : pourcentage actif ; $R = \frac{2B + moyenne(A1; A2)}{2B + A1 + A2}$ n : nombre de tubes ondés ; L : longueur d'un tube l : largeur d'un tube ; θ : angle d'inclinaison.

- **Équipements de la salle des réactifs**

Expression	Définition des paramètres
$V = \frac{Q * \tau}{C} * T$	V : volume du bac (litre) ; Q : débit d'eau brute (m3/h) ; C. : concentration du réactif (g/l) ; τ : taux de traitement (g/m3) T : temps de fonctionnement (22h)

Résultats

La station de traitement de l'eau, de type T3, sera une installation classique en béton armé d'un débit nominal de **2500 m^3/h** pour les deux variantes. Elle comprendra un floculateur-répartiteur de débit, une cloche, un décanteur pulsateur, un filtre à sable gravitaire, une bâche tampon d'eau traitée sous les filtres, une salle des machines, et une galerie des filtres au-dessus de la salle des machines.

a) Dimensions et équipements des ouvrages

Tous les ouvrages seront dimensionnés pour seulement la première phase, seul le répartiteur sera dimensionné pour les phases 1, 2 et 3.

- **Répartiteur**

Les réactifs hydroxydes de calcium, sulfate d'aluminium et hypochlorite de calcium sont injectés en ligne sur la conduite d'eau brute avant d'atteindre le répartiteur. Il distribue ensuite l'eau brute vers chaque ligne de traitement. Pour un débit de 2500 m^3/h, le répartiteur alimente neuf (9) lignes de **500 m^3/h** chacune. Les dimensions du déversoir de chaque compartiment sont présentées ci-dessus :

Paramètres	Unités	Valeurs
Longueur déversante (L)	M	0,37
Hauteur sur le seuil (h)	M	0,4
Volume utile du répartiteur	m^3	91,67
Largeur utile	M	2,47
Longueur utile	M	7,42
Hauteur utile	M	5

b) Décanteur Pulsateur

Cinq décanteurs à lit de boue pulsé et à lamelles, d'une capacité unitaire de 500 m^3/h, sont prévus en parallèle. Chaque décanteur comprend deux compartiments qui sont : la cloche et la zone de décantation.

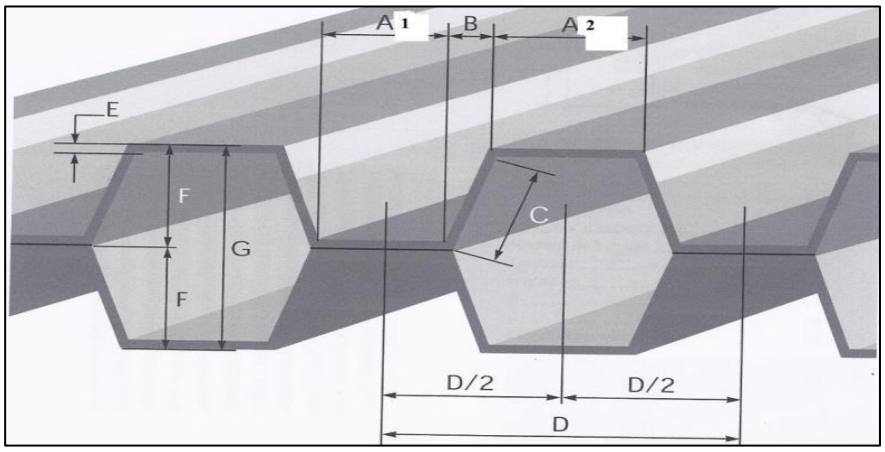
- **Cloche**

La cloche constitue le compartiment de coagulation-floculation, et est dimensionnée pour un temps de séjour de 20 secondes. Sa hauteur est fixée à 1 m. Pour une unité de 500 m^3/h, la surface de la cloche est de 8,41 m^2. Une forme carrée de 2,9 m de côté a été retenue. La pompe à vide retenue présente un débit de 540 m^3/h.

- **Zone de décantation**

Pour une unité de 500 m^3/h, la surface de la zone de décantation est de 133,33 m^2. Une forme rectangulaire est retenue, avec une longueur L = 13,17 m et une largeur *l* = 10,17 m. La vitesse de Hazen réelle est prise de 0,9 m/h.

c) Équipement lamellaire



Cette zone sera équipée de lamelles constituées de modules créés par la juxtaposition en miroir de deux plaques thermoformées, formant des tubes de décantation hexagonaux de type nid d'abeille. Sur la base de ces caractéristiques (pourcentage actif : 66,67 % ; surface unitaire projetée de 7 m^2/m^2 ; et un nombre de tubes ondés par mètre de 22 à 60° d'inclinaison), les dimensions des tubes utilisés pour le dimensionnement sont présentées dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur (mm)
Longueur	5700
Largeur	4390

Paramètre	Valeur (mm)
A1=A2	30
B	15
D	90
G	80
F	40

Pour une surface horizontale de **101,2 m²**, on obtient une surface projetée de **737 m²** pour **2280** tubes ondés. La vitesse de Hazen est ainsi confirmée à **0,68 m/h**.

d) Dimensionnement des filtres

Le filtre est dimensionné pour une vitesse de filtration de **7,5 m/h**. La hauteur du massif filtrant est de **0,9 m** pour une hauteur d'eau au-dessus du massif de **1 m**. La taille effective du sable sera de **0,9 mm**.

e) Lavage des filtres

Pour le lavage des filtres, la pompe d'eau de lavage est dimensionnée pour un débit de **30 m^3/h** par m^2 de surface filtrante ; un surpresseur d'air est dimensionné pour un débit de **55 m^3/h** par m^2 de surface filtrante, et une densité des buses de lavage est de **55 buses par m²** de surface filtrante. Les caractéristiques des filtres pour une unité de **2500 m^3/h** sont présentées dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Valeurs
Nombre de filtres	16
Dimensions d'un filtre	3,6 m × 7,20 m
Pompe eau de lavage	518,4 m^3/h sous 15 m (HMT)
Débit d'air de lavage	1425,6 m^3/h
Surpresseur air de lavage	935 m^3/h
Diamètre du siphon	DN 400 mm
Conduite eau filtrée	DN 300 mm
Conduite eau de lavage	DN 300 mm
Conduite air de lavage	DN 150 mm

f) Équipements de la salle des réactifs

Pour la phase une, les équipements de la salle de préparation des réactifs comprennent principalement des cuves de préparation et des pompes doseuses.

- **Pompes doseuses et agitateurs**

Il est retenu deux pompes doseuses par cuve de préparation, avec une pression de 7 bars pour chaque pompe. Les agitateurs sont déterminés à partir des catalogues des fournisseurs, en tenant compte du type de mélange et du volume de la cuve.

g) Bâche de stockage

Pour la phase une, une bâche de stockage d'une capacité de 4000 m^3 recevra l'eau traitée. Dimensionné pour jouer efficacement son rôle entre la production et le refoulement, cet ouvrage remplit également les fonctions suivantes :

- Optimisation du régime de pompage ;
- Maintien d'un débit de refoulement constant ;
- Homogénéisation de l'eau traitée avec le désinfectant ;
- Respecte du temps de contact minimal (30 min)
- Dégazage de l'air dissous ;
- Réserve d'eau en cas d'incident de production et de maintenance.

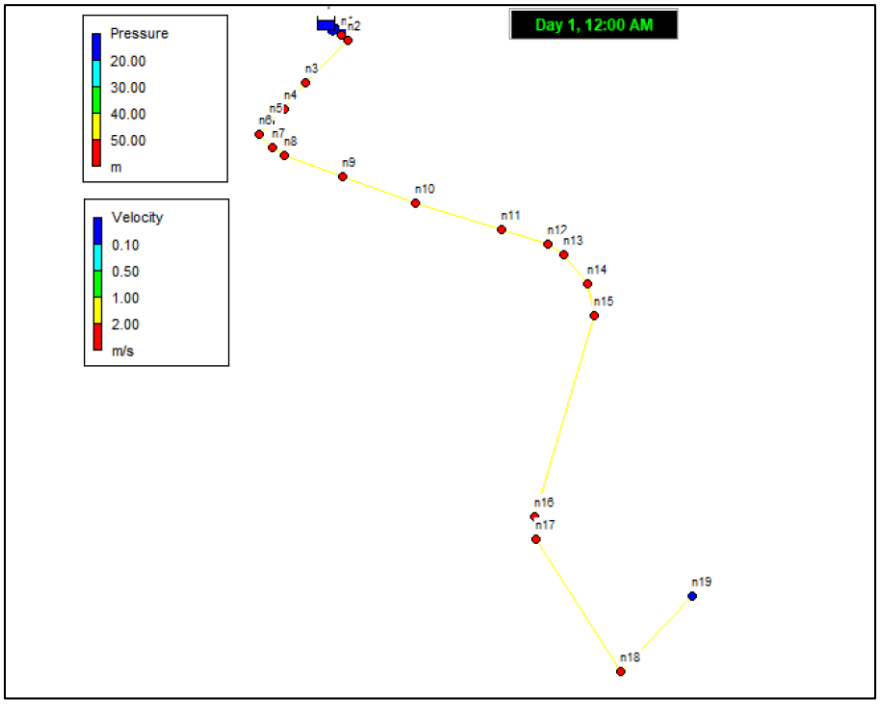
- **Conception**

La bâche, de forme rectangulaire, sera semi-enterrée. Pour réduire les coûts, la complexité de mise en œuvre et les risques liés aux travaux en hauteur, une hauteur utile de 3 m a été retenue, avec une revanche de 1 m. Ses dimensions en plan sont : **31,62 m × 63,25 m**.

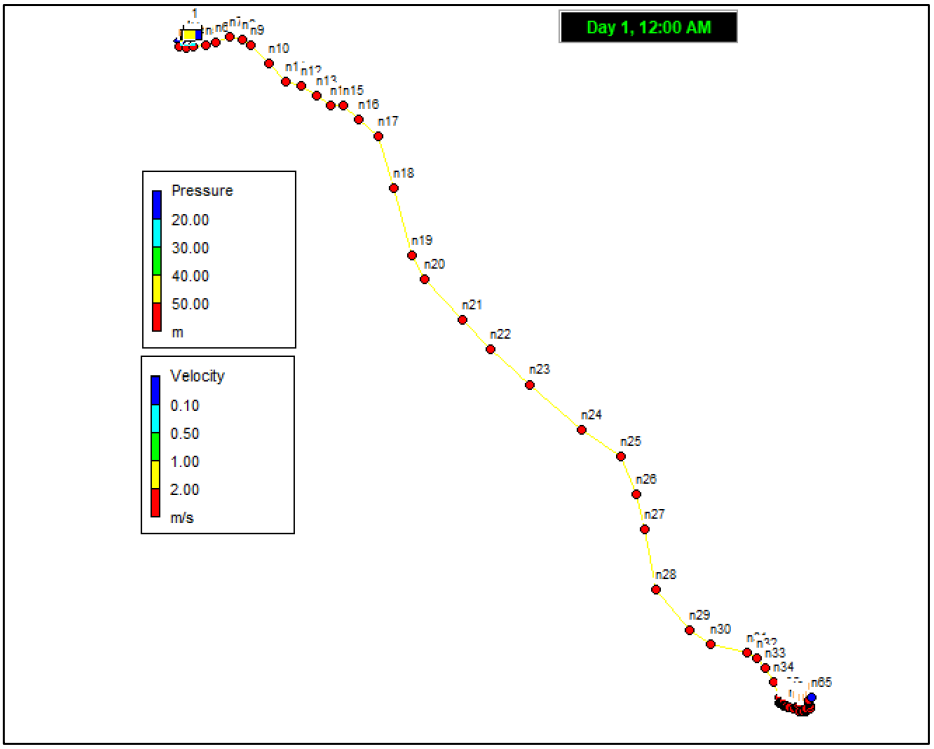
h) Bâtiment d'exploitation

Le bâtiment d'exploitation, rectangulaire et sur deux niveaux (RDC et R+1), abrite au rez-de-chaussée le stockage des réactifs et leur préparation. Ses dimensions sont 32 m × 19 m, avec une salle de stockage (24 m × 12 m), une salle de préparation (22,5 m × 7,5 m) et une salle d'eau. À l'étage se trouvent bureaux, laboratoire, salle de supervision, salle des armoires (9 m × 4,3 m), dégagement et salle d'eau.

ANNEXE 7 : RESULTATS DE SIMULATION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT POUR LA PHASE 3 (VARIANTE 1)

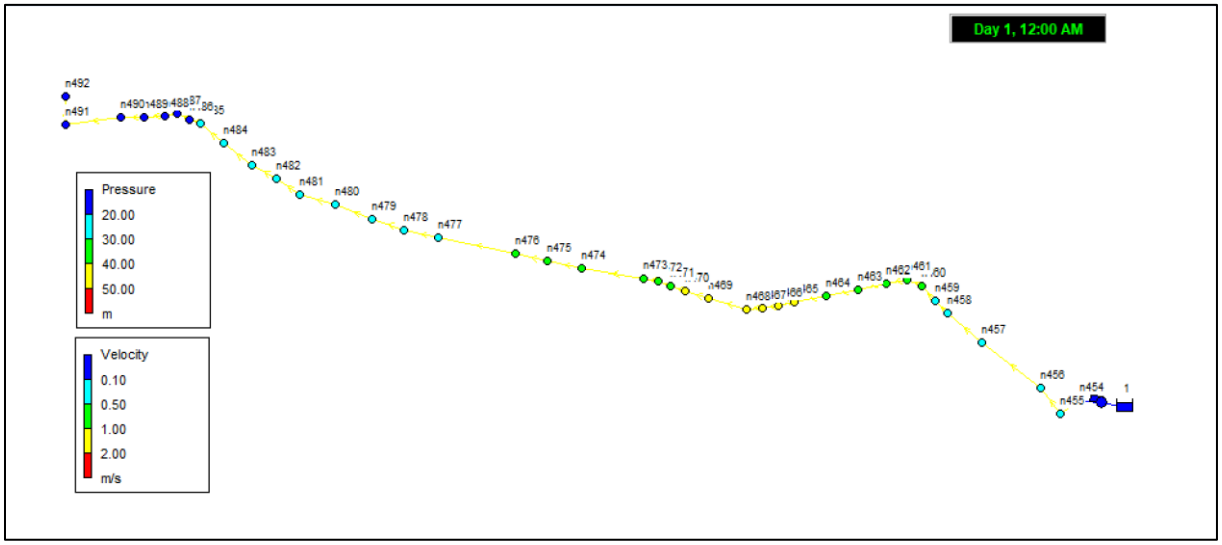


Conduite de refoulement Exhaure-Station de traitement

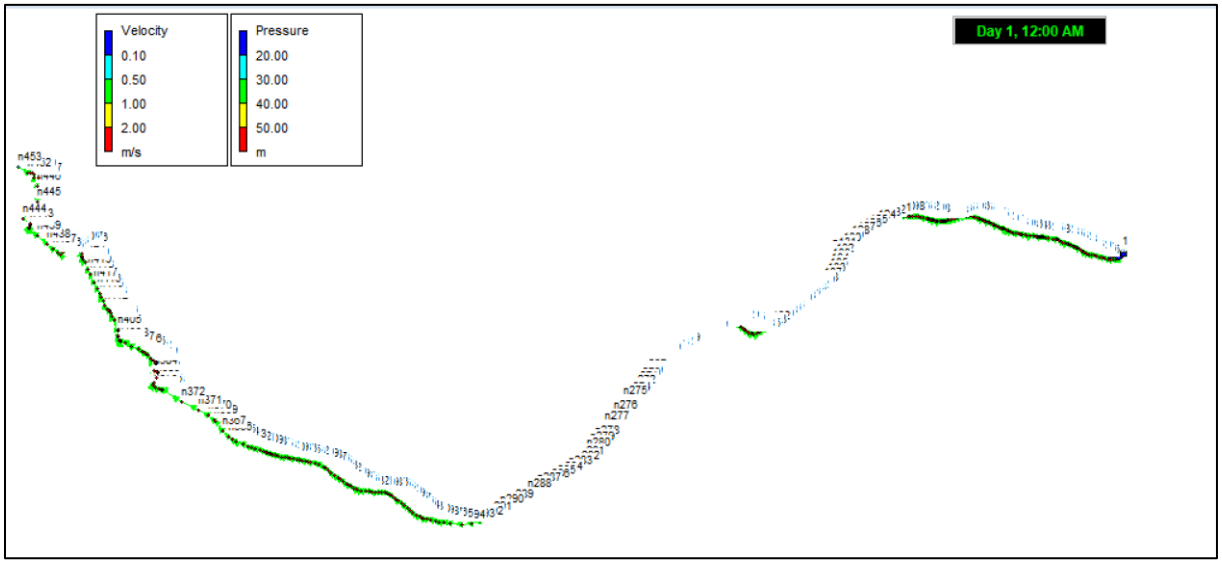


Conduite de refoulement Station de traitement-château

ANNEXE 8 : RESULTATS DE SIMULATION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (VARIANTE 2-PHASE 3)



Conduite de refoulement Exhaure-Station de traitement



Conduite de refoulement Station de traitement-château

ANNEXE 9 : PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL (VARIANTE 1)

Impact évalué	Indicateurs de surveillance	Fréquence d'évaluation	Acteurs responsables	Paramètres mesurés	Sources de vérification
Augmentation de la turbidité du Diani pendant les travaux	Turbidité amont/aval, traces d'hydrocarbures	Hebdomadaire en phase travaux au droit de la prise	Entreprise de travaux, mission de contrôle.	Présence visuelle d'huiles	D'analyses eau brute, rapports de suivi environnemental
Érosion et instabilité des berges au niveau de la prise, tranchées	Présence de ravines, glissements, déchaussement d'ouvrages de protection	Mensuelle en travaux, puis deux fois/an en exploitation	Maître d'ouvrage, collectivités locales	Longueur de berges érodées, nombre de points instable	Rapports de visites de terrain
Dégradation des sols le long de la conduite	État des talus remblayés, couverture végétale	Trimestriel en travaux, annuel en exploitation	Entreprise Mission de contrôle	Pourcentage de talus revégétalisés, zones dénudées	Rapports environnement
Perturbation des habitats aquatiques à proximité de la prise	Observations faune aquatique, zone de lit fortement remaniée	Avant travaux, puis 1 fois/an pendant 2 ans après travaux	Services de pêche, consultant EIES	Nombre de sites fortement perturbés	Rapports de suivi écologique
Nuisances de chantier : bruit, poussière	Plainte des riverains niveaux de poussières visibles, heures de travail	Mensuelle en travaux	Entreprise commune, maître d'ouvrage délégué	Nombre de plaintes, respect des horaires	Registre de plaintes, rapporte HSE
Accidents du travail et risques pour la santé des ouvriers	Nombre d'accidents, port des EPI, visites médicales	Mensuelle en travaux	Entreprise, inspection du travail	Nombre d'accidents, nombre de séances de sensibilisation	Rapports de la cellule santé-sécurité, fiches de formation
Conflits fonciers et litiges sur les emprises	Nombre de plaintes foncières, nombre de dossiers indemnisés	Suivi continu en travaux, bilan semestriel	Maître d'ouvrage, collectivités locales	Montant des compensations payées	Registre de plaintes, PV de compensation.

Impact évalué	Indicateurs de surveillance	Fréquence d'évaluation	Acteurs responsables	Paramètres mesurés	Sources de vérification
Risques de pollution par les rejets de la station	Qualité des rejets, conformité aux normes, état des bassins	Mensuelle la première année, puis trimestrielle	Exploitant	pH, DBO, DCO, MES, métaux éventuels	Registres de fonctionnement de la station
Variabilité et fiabilité du débit du fleuve Diani	Débit mesuré en continu par la station de jaugeage hydrométrique, écarts par rapport aux débits de référence de l'étude	Suivi continu, synthèse mensuelle et bilan annuel	Exploitant, Direction Nationale de l'Hydraulique (DNH)	Débit instantané (m3/s), débit d'étiage annuel, niveau d'eau : limnimétrie	Données brutes de la station de jaugeage, rapports hydrologiques annuels, base de données DNH

ANNEXE 10 : PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL (VARIANTE 2)

Impact évalué	Indicateurs de surveillance	Fréquence d'évaluation	Acteurs responsables	Paramètres mesurés	Sources de vérification
Dégradation des sols et érosion sur le site	Apparition de ravines, glissements, colmatage	Mensuelle en travaux	Entreprise, maître d'ouvrage	Nombre de zones érodées, longueur de talus instables	Rapports techniques, rapports environnement
Submersion de terres agricoles et d'habitats	Nombre de ménages affectés, surfaces perdues	Suivi continu pendant mis en eau	Maître d'ouvrage, communes	Nombre de PAP, montant compensation	Compensation communautaire
Fragmentation des habitats aquatiques	Efficacité d'ouvrages de franchissement, évolution des populations piscicoles	Étude de base, puis tous les 1 à 3 ans	Services de pêche, consultant biodiversité	Richesse spécifique, abondance espèces clés	Rapports de suivi écologique, campagnes de pêche scientifique
Modification d'un régime hydrologique en aval	Respect du débit minimum écologique, variations anormales de débit	Suivi continu, rapport annuel	Exploitant du barrage, MEDD	Débit sortant (m^3/s) hydrogrammes, fréquence des crues artificielles	Données d'exploitation, rapports hydrologiques
Envasement de la retenue	Évolution de la bathymétrie, capacité de stockage	Tous les 3 ans	Maître d'ouvrage, MEDD	Volume de sédiments, % de réduction de la capacité	Rapports de bathymétrie, études de sédimentation
Développement de maladies vectorielles	Taux de paludisme dans les villages riverains	Annuelle	District sanitaire, MSHP	Nombre de cas/1000 habitants, taux de positivité	Statistiques sanitaires, enquêtes de santé
Pollution locale des eaux par activités autour	Qualité de l'eau du réservoir et en aval	Trimestrielle	MEDD, exploitant	Turbidité, nutriments, pesticides éventuels	Rapports de surveillance de la qualité de l'eau
Conflits sociaux et acceptation du projet	Nombre de plaintes, manifestations	Trimestrielle	Maître d'ouvrage	Nombre de plaintes, délais de traitement	Registre de plaintes, PV de méditation, rapports sociaux
Variabilité et fiabilité des apports hydrologiques à la retenue	Débit entrant mesuré en continu par une station de jaugeage installée en amont de la retenue	Suivi continu, synthèse mensuelle et bilan hydrologique annuel	Exploitant du barrage, Direction Nationale de l'Hydraulique	Débit entrant, volume d'apport annuel, niveau du plan d'eau de la retenue	Données brutes de la station de jaugeage, rapports hydrologiques annuels, relevés de cote du barrage

ANNEXE 11 : BORDEREAU DE PRIX -VARIANTE 1

N°	Désignation détaillée	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
	1. INSTALLATION DE CHANTIER				
1.1	Installation générale de chantier	FF	1	125 745 000	125 745 000
1.2	Études d'exécution	FF	1	92 100 000	92 100 000
1.3	Implantation topographique	FF	1	30 700 000	30 700 000
1.4	Repli de chantier	FF	1	61 400 000	61 400 000
	Sous-total				**309 945 000**
	2. MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES				
2.1.	Provisions pour les mesures environnementales et sociales lors des travaux	1	Prov	220 928 000	220 928 000
	Sous-total				**220 928 000**
	3. OUVRAGE DE GÉNIE CIVIL SUR LE SITE DE LA STATION D'EXHAURE				
3.1.	Aménagement de la voie d'accès à la station d'exhaure	FF	1	164 825 000	164 825 000
3.2.	Assainissement et drainage du site	FF	1	48 480 000	48 480 000
3.3.	Aciers HA	kg	1 100	11 037 400	12 141 140 000
3.4.	Béton de propreté 150 kg/m³	m³	80	100 000	8 000 000
3.5.	Béton 350 kg/m³	m³	300	180 000	54 000 000
3.6.	Grilles métalliques	U	2	3 500 000	7 000 000
3.7.	Conduite PEHD DN1200	ml	200	320 000	64 000 000
3.8.	Vannes DN1200	U	2	18 000 000	36 000 000
3.9.	Coffrage ordinaire	m^2	362	5 000	1 810 000
	Sous-total				**12 525 255 000**
	4. AMÉNAGEMENT STATION D'EXHAURE				
4.1.	VRD et aménagement du site de la station d'exhaure	FF	1	32 380 500	32 380 500
4.2.	Terrassement plateforme	m³	2 000	7 500	15 000 000

N°	Désignation détaillée	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
4.3.	Béton armé structure	m³	400	180 000	72 000 000
4.4.	Bâtiment technique	m²	250	280 000	70 000 000
4.5.	Groupes électropompes	U	3	140 000 000	420 000 000
4.6.	Collecteurs DN1200	FF	1	60 000 000	60 000 000
4.7.	Armoires électriques	FF	1	65 000 000	65 000 000
4.8.	Groupe électrogène	U	1	120 000 000	120 000 000
4.9.	Essais et mise en service	FF	1	25 000 000	25 000 000
4.10.	Construction du bâtiment d'exploitation de la station d'exhaure	FF	1	50 000 000	50 000 000
	Sous-total				**929 380 500**
	5. FOURNITURE ET POSE DE CANALISATION EN FONTE DN1200 POUR PRODUCTION ET ADDUCTION				
5.1.	Implantation	ml	10 000	2 500	25 000 000
5.2.	Terrassement tranché	m³	60 000	7 000	420 000 000
5.3.	Fourniture PEHD DN1200	ml	10 000	320 000	3 200 000 000
5.4.	Pose conduite	ml	10 000	140 000	1 400 000 000
5.5.	Pièces spéciales	t	300	2 800 000	840 000 000
5.6.	Vannes	U	20	20 000 000	400 000 000
5.7.	Regards béton	U	50	2 000 000	100 000 000
5.8.	Remblai	m³	50 000	6 500	325 000 000
5.9.	Réfection chaussée	m²	8 000	18 000	144 000 000
5.10.	Essais et désinfection	ml	10 000	6 000	60 000 000
	Sous-total				**6 914 000 000**
	6. STATION DE TRAITEMENT				
6.1.	Terrassement général	FF	1	8 200 000	8 200 000
6.2.	Fondation-Elévation-Poteaux-Chainage-Dalle	FF	1	10 810 000	10 810 000
6.3.	Maçonnerie et ossature en élévation	FF	1	32 248 500	32 248 500
6.4.	Ferronnerie et revêtements au sol	FF	1	4 228 000	4 228 000

N°	Désignation détaillée	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
6.5.	Réseau interne électricité - équipements électriques	U	1	3 172 000	3 172 000
6.6.	Plateforme groupe électrogène	U	1	7 640 500	7 640 500
6.7.	Dégrillage fin	U	1	30 000 000	30 000 000
6.8.	Coagulation floculation	U	1	140 000 000	140 000 000
6.9.	Décantation	U	2	90 000 000	180 000 000
6.10.	Filtration	U	2	110 000 000	220 000 000
6.11.	Traitement des effluents	ENS	1	17 000 000	17 000 000
6.12.	Chloration	U	1	45 000 000	45 000 000
6.13.	Équipements de laboratoire	U	1	39 993 901	39 993 901
6.14.	Clôtures	ENS	1	65 580 000	65 580 000
6.15.	Génie civil de la salle de reprise	m^3	1000	41 397	41 397 000
6.16.	Logements pour les agents d'exploitation	FF	1	177 000 000	177 000 000
6.17.	Équipements de la station de traitement 1000 m³/h	FF	1	1 000 000 000	1 000 000 000
	Sous-total				**2 022 269 901**
	7. CONSTRUCTION DU BÂTIMENT D'EXPLOITATION				
7.1.	Dispositions particulières	FF	5 000 000	1	5 000 000
7.2.	Terrassement général	FF	1 622 000	1	1 622 000
7.3.	Fondation-Elévation-Poteaux-Chainage-Dalle	FF	10 810 000	1	10 810 000
7.4.	Maçonnerie et ossature en élévation	FF	32 248 500	1	32 248 500
7.5.	Ferronnerie	U	10969000	1	10 969 000
7.6.	Revêtements au sol	FF	250 720	1	250 720
7.7.	Réseau interne électricité-équipements électriques	U	956 470	1	956 470
7.8.	Peinture	FF	3 045 600	1	3 045 600
	Sous-total				**64 902 290**
	8. RESERVOIRS				
	8.1 Château 5000 m³				
8.1.1.	Terrassement	m³	4 000	100 000	400 000 000

N°	Désignation détaillée	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
8.1.2.	Béton armé total	m³	4 900	500 000	2 450 000 000
8.1.3.	Étanchéité	m²	3 000	200 000	600 000 000
8.1.4.	Équipements hydrauliques	FF	1	1 000 000 000	1 000 000 000
8.1.5.	Sécurité et finitions	FF	1	250 000 000	250 000 000
8.1.6.	Essais	FF	1	15 000 000	15 000 000
	8.2 Château 2000 m³				
8.2.1	Terrassement	m³	3 000	100 000	300 000 000
8.2.2	Béton armé	m³	1 800	500 000	900 000 000
8.2.3	Étanchéité	m²	1 400	200 000	280 000 000
8.2.4.	Équipements hydrauliques	FF	1	1 000 000 000	1 000 000 000
8.2.5	Essais	FF	1	15 000 000	15 000 000
	8.3 Bâche 1000 m³				
8.2.6	Terrassement	m³	2 500	100 000	250 000 000
8.2.7	Béton armé	m³	1 200	500 000	600 000 000
8.2.8	Étanchéité	m²	1 200	200 000	240 000 000
8.2.9	Équipements hydrauliques	FF	1	100 000 000	100 000 000
8.2.10	Aménagement	m³	2 000	7 500	15 000 000
8.2.11	Essais	FF	1	10 000 000	10 000 000
8.2.12.	Équipements électriques des châteaux	FF	1	80 000 000	80 000 000
	Sous-total Réservoir				**8 505 000 000**
	9. PHASE D'EXPLOITATION				
9.1.	Énergie électrique de pompage AEP	FCFA/m³	**1**	160 000	160 000
9.2.	Réactifs de traitement : coagulant, chlore	FCFA/m³	1000	14 600	14 600 000
9.3.	Personnel d'exploitation	FCFA	6	500 000	3 000 000
9.4.	Maintenance courante	FF	1	5 000 000	5 000 000
9.5.	Suivi qualité eau	FCFA/campagne	20	600 000	12 000 000
	Sous Total				**34 760 000**
	TOTAL GÉNÉRAL HORS TAXE (FCFA)				**31 526 440 691**
	MONTANT DE LA TVA (18%)				**5 674 759 324**
	TOTAL TTC				**37 201 200 015**

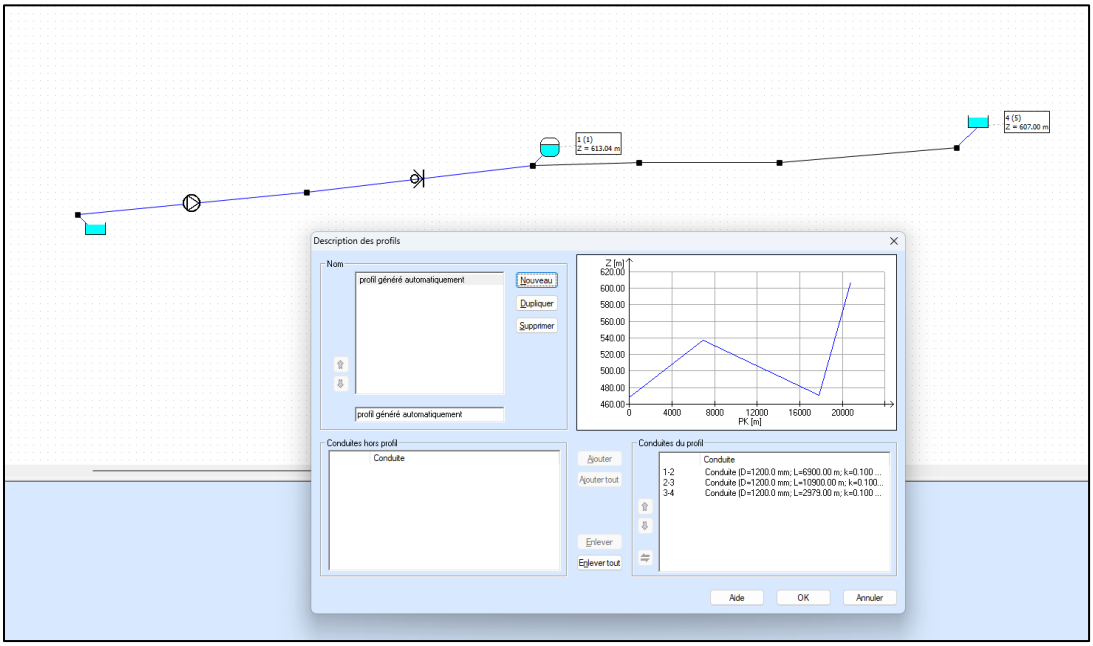
N°	Désignation détaillée	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
	IMPREVU 2%				**630 528 814**
	MONTANT TOTAL TTC				**37 831 728 829**

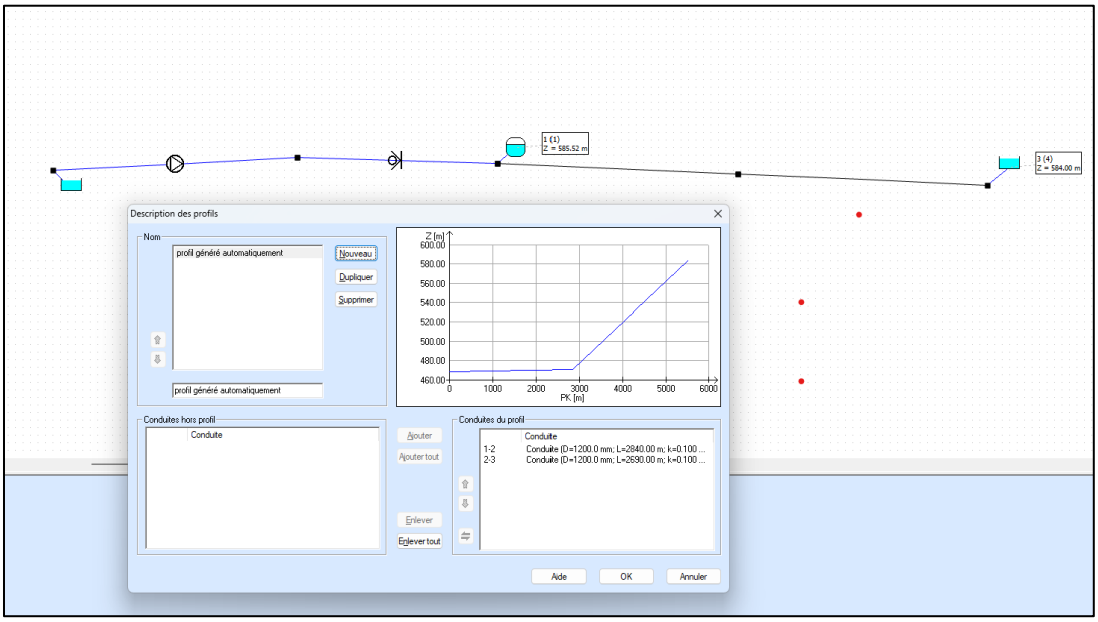
ANNEXE 12 : BORDEREAU DE PRIX – VARIANTE 2

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Prix total (FCFA)
SÉRIE 100 : INSTALLATION GÉNÉRALE DE CHANTIER				
Installations administratives, installations pour le personnel, et techniques, réseaux provisoires, accès et aménagements temporaires, les dispositifs de sécurité et environnement	FF	1	400 945 000	**400 945 000**
SÉRIE 101 : MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES				
Provisions pour les mesures environnementales et sociales lors des travaux	FF	1	300 928 000	**300 928 000**
SÉRIE 102 : CONSTRUCTION D'UN BARRAGE				
1.1 Terrassement	m^3	9 000	141 030	1 269 270 000
1.2 Blocs de protection amont, aval, réseau divers	m^3	2 840	323 585	918 981 400
1.4 Suivi géotechnique de la digue	Prov	1	100 000	100 000
1.5 Construction des ouvrages en béton (pertuis de fond, déversoir, chenal, coursier)	ENS	1	15 123 065 600	15 123 065 600
1.6 Blocs de protection divers	m^3	102 500	606 175	62 132 937 500
1.7 Étanchéités et joints	m^3	7 500	136 075	1 020 562 500
1.8 Ouvrage en maçonnerie	FF	1	15 000	15 000
1.9 Conduites et Robinetteries	ENS	1	24 000 000	24 000 000
1.10 Fournitures et menuiseries métalliques	FF	1	439 000 000	439 000 000
Sous-total				**82 367 932 000**
SÉRIE 300 : PRISE D'EAU ET STATION D'EXHAURE				
3.1 Tour de prise d'eau avec équipements de vannage	ENS	1	595 000 000	595 000 000
3.2 Génie civil station de pompage et local technique	ENS	1	840 000 000	840 000 000
Sous-total				**1 435 000 000**
SÉRIE 400 : FOURNITURE ET POSE DE CANALISATION EN FONTE DN1200 POUR PRODUCTION ET ADDUCTION				
4.1 Fourniture et pose Fonte DN 1100 (Exhaure-Trait.)	ml	2 500	875 000	2 187 500 000
4.2 Fourniture et pose Fonte DN 800 (Trait. -Châteaux)	ml	12 000	595 000	7 140 000 000

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Prix total (FCFA)
4.3 Pièces spéciales, vannes et raccordements complexes	Ens	1	1 750 000 000	1 750 000 000
4.4 Ballons antibélier hydropneumatique (protection réseau)	U	4	105 000 000	420 000 000
Sous-total				**11 497 500 000**
SÉRIE 500 : STATION DE TRAITEMENT DES EAUX				
5.1 Génie civil (Décanteurs, Floculateurs, Filtres)	ENS	1	3 360 000 000	3 360 000 000
5.2 Équipements de traitement, filtration et pompage HP	ENS	1	3 850 000 000	3 850 000 000
5.3 Laboratoire, automatismes et télésurveillance	ENS	1	1 050 000 000	1 050 000 000
Sous-total				**8 260 000 000**
SÉRIE 600 : RÉSERVOIRS (Total 8000 m³)				
6.1 Château d'eau (V = 3000 m³)	U	1	5 250 000 000	5 250 000 000
6.2 Château d'eau (V = 2000 m³)	U	1	2 450 000 000	2 450 000 000
6.3 Bâche de stockage au sol (V = 1500 m³)	U	1	595 000 000	595 000 000
Sous-total				**8 295 000 000**
Série 700 : Phase d'exploitation				
7.1 Gestion du barrage	FF	1	150 000 000	150 000 000
7.2 Production d'eau	FF		150 000 000	150 000 000
7.3 Traitement de l'eau	ENS	1	11 500 000	11 500 000
7.4 Maintenance	ENS	1	50 000 000	50 000 000
7.5 Gestion énergétique	ENS	1	3 000 000	3 000 000
7.6 Suivi environnemental	ENS	1	5 500 000	5 500 000
Sous-total				**370 000 000**
TOTAL GÉNÉRAL HORS TAXE (FCFA)				**112 927 305 000**
MONTANT DE LA TVA (18%)				**20 326 914 900**
TOTAL TTC				**133 254 219 900**
IMPREVU 2%				**2 258 546 100**
MONTANT TOTAL TTC				**135 512 766 000**

ANNEXE 13 : PROFIL EN LIGNE DES CONDUITES DE REFOULEMENT DE LA VARIANTE RETENUE SUR CEBELMAIL





ANNEXE 14 : CHOIX DES POMPES – VARIANTE 1

a) Bief 1 : Conduite Exhaure - Station de traitement

- **Choix des pompes**

Model de la pompe	NK 125-315/317
Type de moteur	INNOMOTICS
Puissance (kW)	250 kW
Fréquence (Hz)	50 Hz
N (tr/min)	2986 rpm
Poids (kg)	2100 kg (poids net)
U (V)	3 × 380-420D / 660-725Y V
In (A)	446 A
Cosϕ	0,88
ηm (rendement moteur)	96,5%
η total (rendement total)	79,7%

b) Bief 2 : Conduite d'adduction Station de traitement – Château

- **Choix des pompes**

Model de la pompe	NK 150-200/196
Type de moteur	INNOMOTICS
Puissance (kW)	75 Kw (P2)
Fréquence (Hz)	50 Hz
N (tr/min)	2978 rpm
Poids (kg)	1070 kg (poids net)
NPSH	13,42 m
U (V)	3 × 380-420D / 660-725Y V
In (A)	126 A
Cosϕ	0,9
ηp (rendement pompe)	77,6 %
ηm (rendement moteur)	95,6 %
η total (rendement total)	74,2 %

ANNEXE 15 : CHOIX DES POMPES – VARIANTE 2

1. Bief 1 : Conduite de refoulement Exhaure-station de traitement

- **Choix de la pompe**

Model de la pompe	NK 250-350/362
Type de moteur	Asynchrone à cage d'écureuil, refroidi par air. Modèle typique : MMG 280S
Puissance (kW)	75 Kw (nominale P2)
Fréquence (Hz)	50 Hz
N (tr/min)	1450-1490 tr/min
Poids (kg)	1476-1480 kg (poids net)
U (V)	3 × 380-420D / 660-725Y V
In (A)	134-126/80-73 A
Cosϕ	0,87
ηp (rendement pompe)	86,8 %
ηm (rendement moteur)	94,1 %
η total (rendement total)	81,7 %

2. Bief 2 : Conduite de refoulement station de traitement - Château

- **Choix de la pompe**

Model de la pompe	NK 150-250/265
Type de moteur	Asynchrone à cage d'écureuil, refroidi par air.
Puissance (kW)	250 Kw
Fréquence (Hz)	50 Hz
N (tr/min)	2900 tr/min
Poids (kg)	181 kg
U (V)	3 × 380-415 V
η total (rendement total)	84,9 %

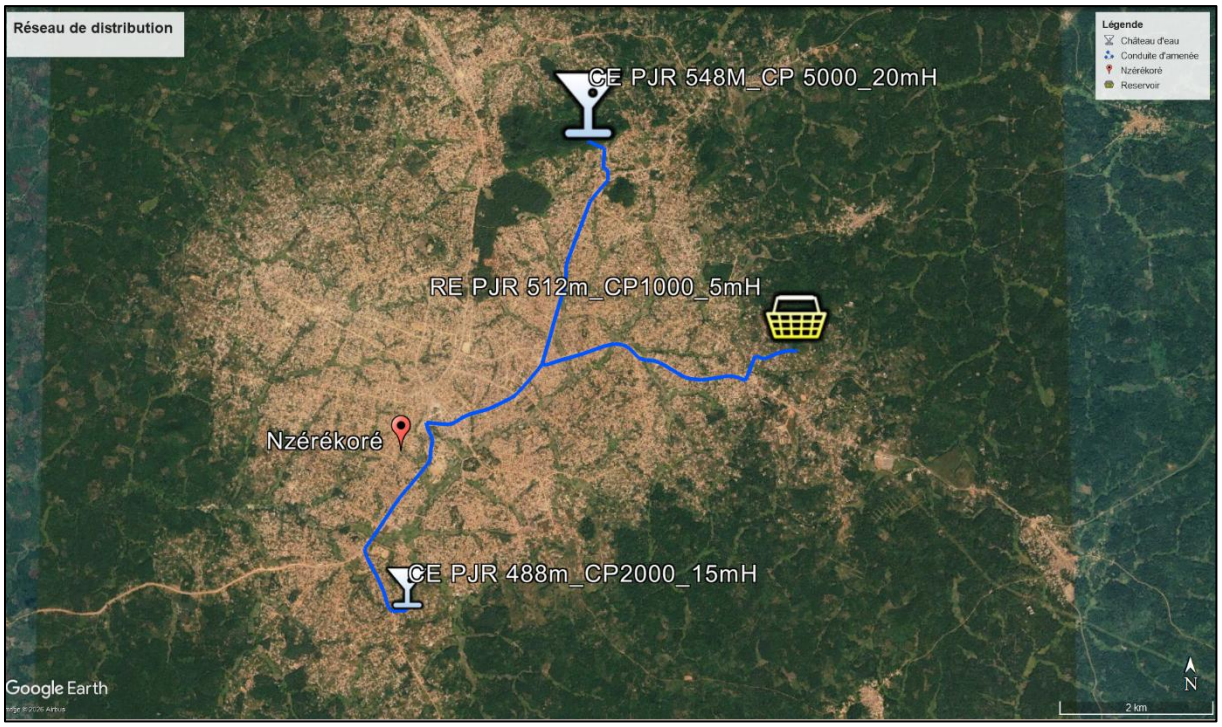
ANNEXE 16 : METHODOLOGIE ET RESULTAT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

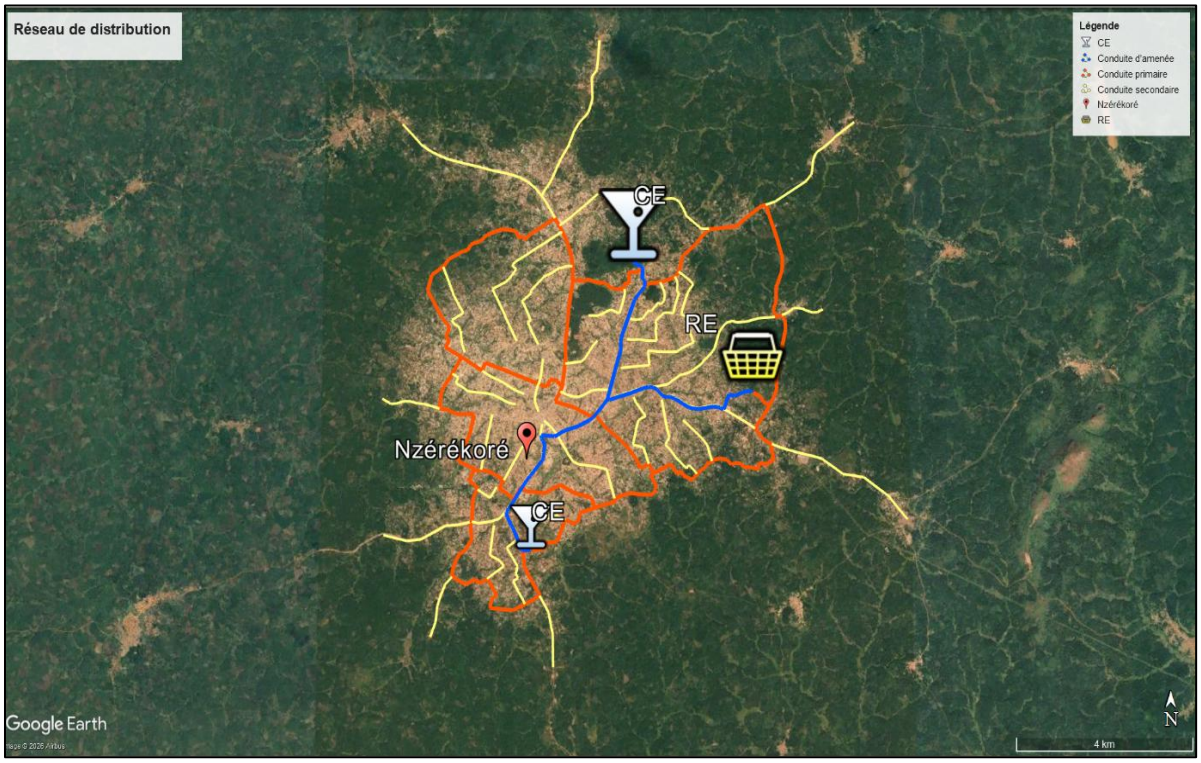
Méthodologie

1. Tracé préliminaire du réseau de distribution en utilisant Google Earth Pro
2. Vérification et optimisation du tracé sous AutoCAD
3. Modélisation du réseau sous Mensura et préparation des données pour EPANET
4. Simulation hydraulique et vérification du réseau sous EPANET
5. Validation finale du réseau

Résultats

Le tracé du réseau de distribution : maillé, ramifié et gravitaire, a été défini à partir des relevés topographiques. Les figures suivantes montrent le chemin de l'eau depuis le réservoir vers les ouvrages de stockage et vers tous les points de desserte.





La longueur totale des conduites est présentée dans le tableau ci-dessus :

Conduites	Longueur totale (m)
Conduites d'amenée (couleur bleue)	13828
Conduites primaires (couleur rouge)	49805
Conduites secondaires (couleur jaune)	55912

À l'horizon 2060, le débit d'adduction de N'Zérékoré centré et ses localités environnantes pour la variante retenue est égal à **6 523,51 m^3/h**, soit 1,81 m^3/s. Cette valeur constitue la référence pour estimer le débit circulant dans les conduites d'amener du réseau, afin d'assurer un dimensionnement approprié et une alimentation suffisante des usagers.

- **Diamètre des conduites de distribution et pression aux nœuds**

Le calage du réseau de distribution met en évidence des pressions comprises entre **0,8 mCE** et **60 mCE** sur EPANET. En somme, la pression est bien répartie dans tout le réseau. En ce qui concerne les vitesses d'écoulement, elles sont comprises entre **0,39 m/s** et **1,6 m/s**.

- **0,3 m/s** : vitesse minimale souvent admise pour éviter la stagnation et les dépôts dans la conduite ;
- **0,6 m/s** : vitesse encore modérée, généralement acceptable dans un réseau de distribution.

Le tableau ci-dessus présente les résultats des diamètres des conduites, des pressions et des vitesses d'écoulement sur les conduites secondaires.

Tronçon	L (m)	Côte TN (m)	Qf (m3/s)	Charge (m)	DN (mm)	Vr (m/s)	ΔH (m)	∑ ΔH (m)	Ps	Pr (mCE)
N956 - N965	1223	490	77,05	515,82	200	0,68	1,9	6	10	25,46
N344 - N360	1922	489	77,05	514,03	200	0,68	1,9	26	10	24,95
N320 - N339	4035	496	77,05	515.69	200	0,68	1,9	36	10	19,72
N774 - N788	3475	488	77,05	509,73	200	0,68	1,9	29	10	21,28
N791 - N804	2549	487	77,05	511,79	200	0,68	1,9	26	10	24,92
N57 – N95	1311	490	77,05	515,82	200	0,68	1,9	17,9	10	25,26
N232 -N241	1433	485	77,05	514,43	200	0,68	1,9	12.63	10	29,1
N949 – N956	1366	474	77,05	513,83	200	0,68	1,9	15	10	38
N719 – N733	2217	480	77,05	511,61	200	0,68	1,9	29,8	10	31
N822 – N821	551	481	77,05	514,9	200	0,68	1,9	5,97	10	33
N765 – N768	832	477	77,05	514,35	200	0,68	1,9	5.97	10	36
N301 – N316	2478	478	77,05	512,75	200	0,68	1,9	27,85	10	34,15
N740 – N762	3503	487	77,05	505,59	200	0,68	1,9	45.78	10	18,25
N966 – N977	3723	469	77,05	505,15	200	0,68	1,9	23.88	10	35,32

Tronçon	L (m)	Côte TN (m)	Qf (m3/s)	Charge (m)	DN (mm)	Vr (m/s)	ΔH (m)	∑ ΔH (m)	Ps	Pr (mCE)
N870 – N893	4402	474	77,05	508,71	200	0,68	1,9	47,76	10	32,02
N937 – N944	1091	475	77,05	513,56	200	0,68	1,9	15,9	10	38,6
N679 – N692	1769	477,2	77,05	512	200	0,68	1,9	27,8	10	34,5
N846 – N852	1068	475	77,05	511,7	200	0,68	1,9	13,9	10	37
N894 – N906	2542	487	77,05	506,69	200	0,68	1,9	23,8	10	22,59
N907 – N918	1484	459	77,05	510,91	200	0,68	1,9	23,8	10	51
N579 – N588	1487	457	77,05	511,23	200	0,68	1,9	19,9	10	53,8

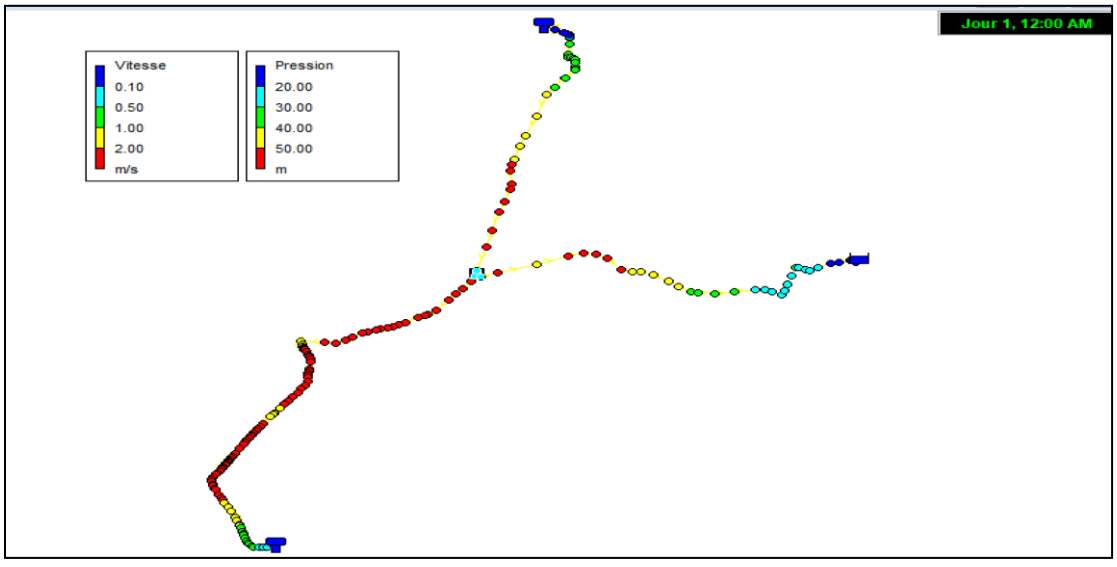
Le récapitulatif des caractéristiques des conduites est présenté dans le tableau suivant.

Conduite	Nature des conduites	PN	DN (mm)	Qty
Conduites d'amenée	Fonte	10	1200	1
			500	1
			900	1
Conduite primaire	PEHD	10	900	1
			700	1
			600	1
			500	1
			250	1
			200	1
			160	1
Conduite secondaire	PVC	10	200	38

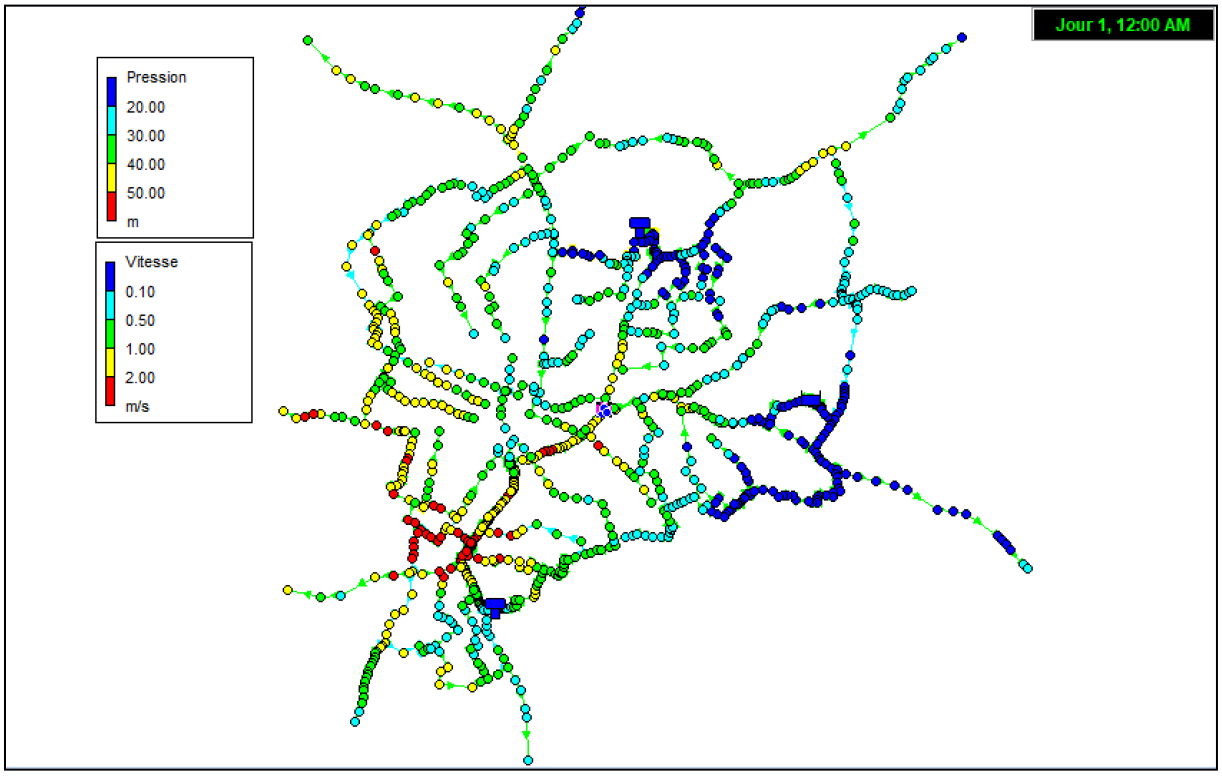
- **Simulation du réseau de distribution sur EPANET**

EPANET est un logiciel de référence mondiale pour la modélisation et la simulation hydraulique et qualitative des réseaux d'eau potable. À partir de la topologie du réseau et des consommations prévisionnelles, il résout les équations de conservation pour déterminer les débits dans les conduites, les charges piézométriques aux nœuds, ainsi que les vitesses et les pressions de l'eau.

Il a été retenu la formule de Darcy-Weisbach pour le calcul des pertes de charge et une rugosité k=0,1 mm. La figure suivante nous montre la simulation des deux réseaux.



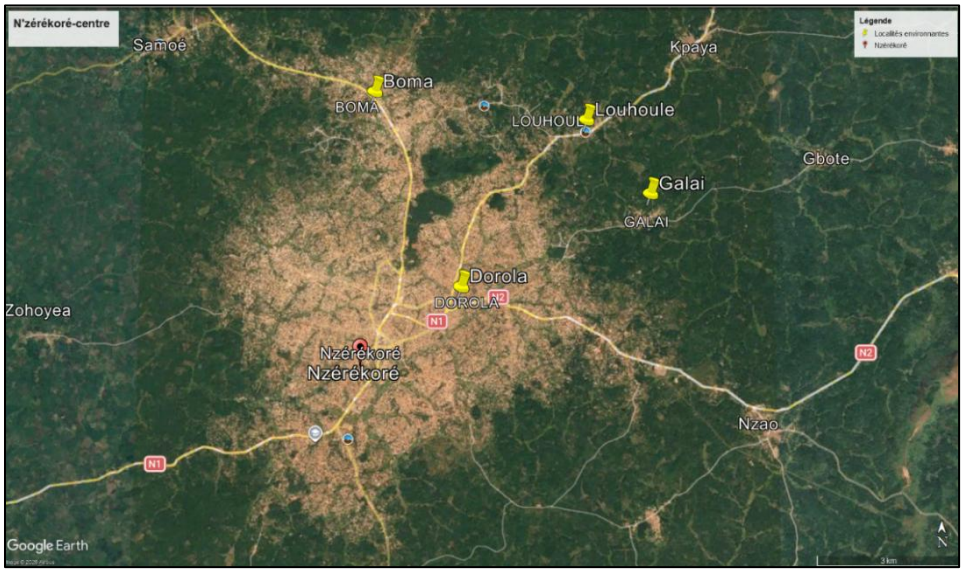
Conduite d'adduction des eaux de distribution



Conduite de distribution de la ville de N'Zérékoré et ses localités environnantes

La simulation sur EPANET confirme la viabilité technique des deux réseaux sous les conditions de rugosité établies. Ces résultats valident les choix de conception et sécurisent l'approvisionnement futur en eau potable.

La figure suivante montre N'Zérékoré et ses localités environnantes sur le logiciel Google Earth Pro.

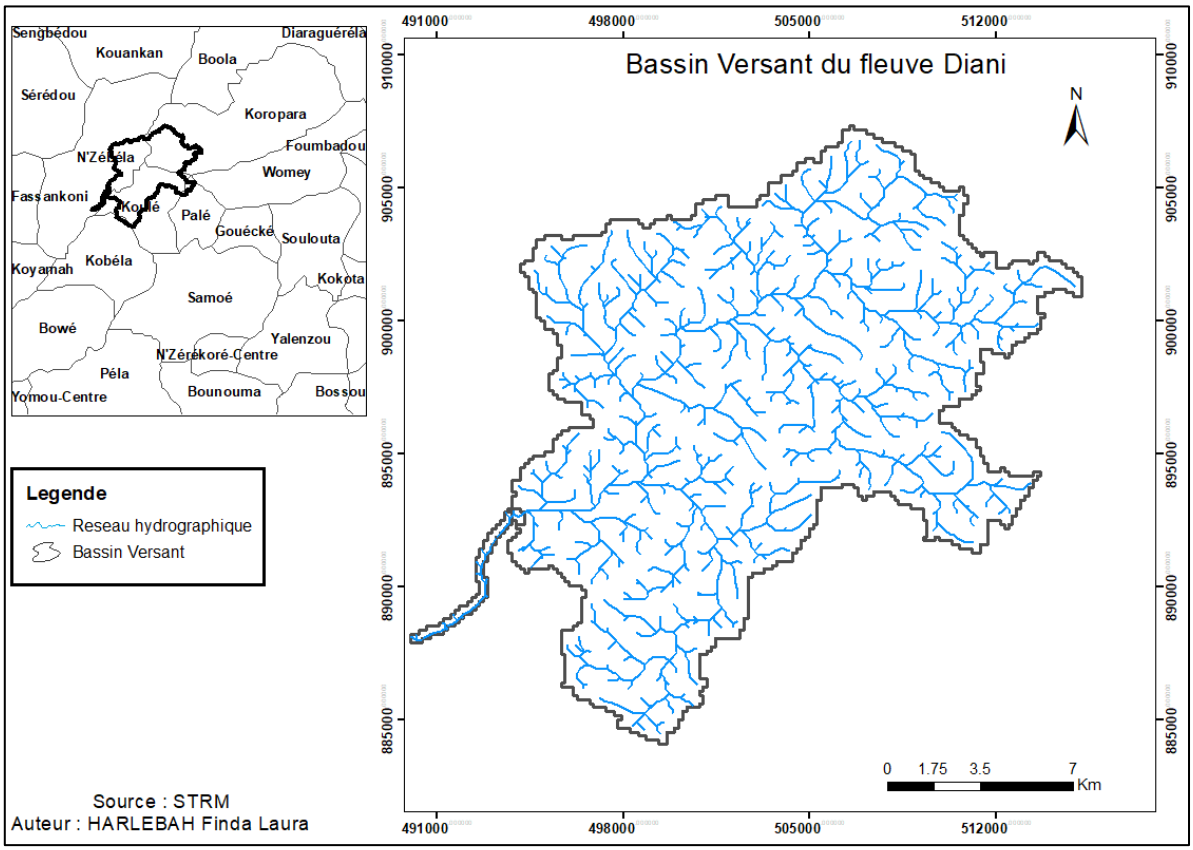


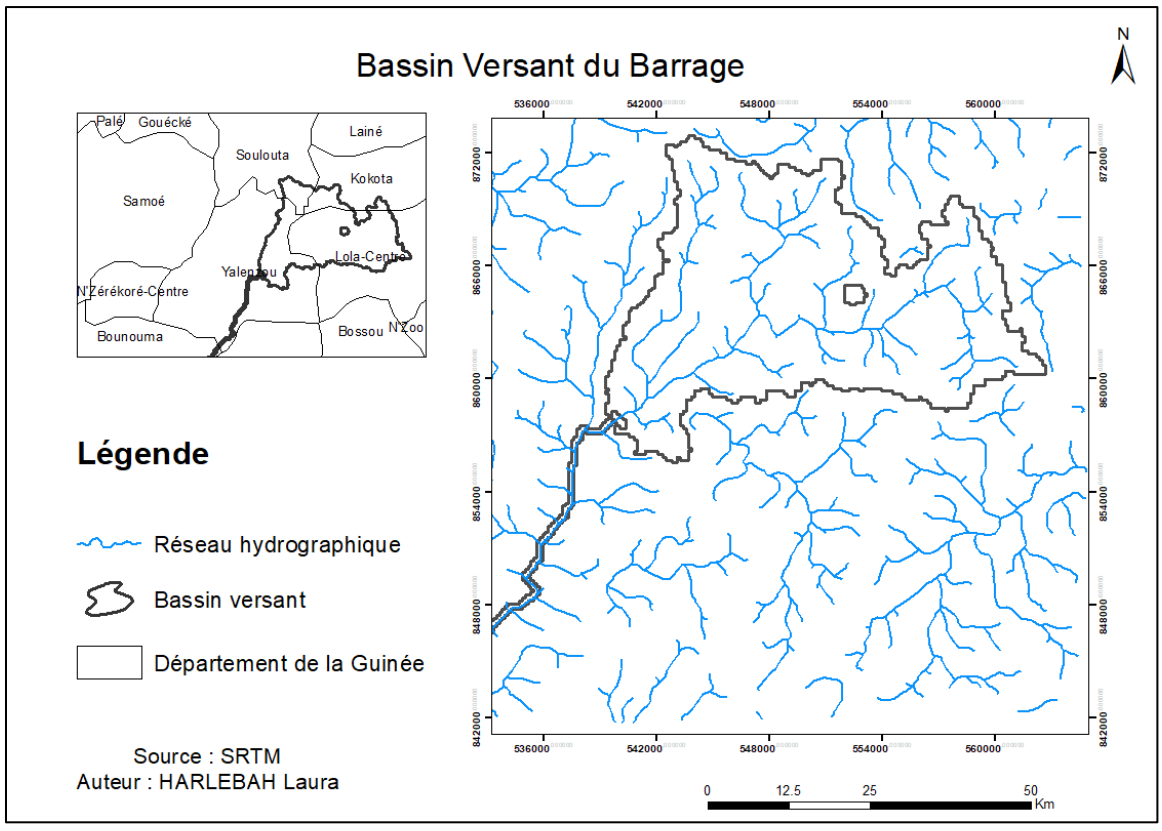
ANNEXE 17 : QUALITE DE L'EAU BRUTE DU FLEUVE DIANI

Référence	Q17				
Client	TERRABO-Ingénieur Conseil				
Date du certificat	03/03/2026				
Date de visite	01/03/2026				
Source	Fleuve Diani				
Région	N'Zérékoré				
Normes	OMS				
Laboratoire	LAE — Ministère de l'Environnement, République de Guinée				
Paramètre	**Unité**	**Résultat**	**Valeur Guide OMS**	**Méthode de référence**	**Conformité**
Couleur	mg/l PtCo	256	≤ 15	HACH 8025	**NC**
Odeur	°dilution	0	0	Dilution	**C**
Température	°C	28,4	≤ 25°C	NF T 90-100	**C**
Turbidité	NTU	27,1	≤ 5	EN ISO 7027	**NC**
pH		6,8	6,5–8,5	EPA 150.1	**C**
MES	mg/l	17		HACH 8006	**C**
Conductivité	µs/cm	32	200–1100	SM 2510 B	**C**
TDS	mg/l	16	< 1000	NF T 906031	**C**
Nitrates	mg/l	3,78	≤ 50	HACH 8039	**C**
Nitrites	mg/l	0,0472	≤ 3	HACH 8507	**C**
Phosphates	mg/L	0,04		HACH 8048	**C**
Silice	mg/l	2		HACH 8185	**C**
Ammonium	mg/l	0,02	≤ 1,5	HACH 8155	**C**
TAC	mg/l $CaCO_3$	80		HACH 8203	**C**
Sulfates	mg/l	2	≤ 500	HACH 8051	**C**
Phosphore total	mg/l	0,063	≤ 0,3	HACH 8190	**C**
Dureté totale	mg/l $CaCO_3$	40	≤ 200	HACH 8030	**C**
Azote Total	mg/l	< 2		HACH 10072	**C**
Cyanures	mg/l	< 0,002	≤ 0,07	HACH 8027	**C**

Fluorures	mg/l	0,05	≤ 1,5	HACH 8029	**C**
Chlorures	mg/l	0,1	≤ 250	HACH 8113	**C**
Fer total	mg/L	1,099	≤ 0,3	HACH 8008	**NC**
Aluminium	mg/l	0,017	≤ 0,2	HACH 8012	**C**
Manganèse	mg/l	0,2	≤ 0,4	HACH 8149	**C**
Cuivre	mg/l	0,04	≤ 2	HACH 8506	**C**
Mercure	µg/l	< 0,1	≤ 6	HACH 10065	**C**
Plomb	µg/l	< 3	≤ 10	HACH 8033	**C**
Arsenic	mg/l	< 0,002	≤ 0,01	HACH 8013	**C**
Cadmium	µg/l	0,7	≤ 3	HACH 8017	**C**
Nickel	mg/l	0,009	≤ 0,07	HACH 8150	**C**
Molybdène	mg/l	< 0,01	≤ 0,07	HACH 8036	**C**
Baryum	mg/l	2	≤ 1,3	HACH 8014	**NC**
Bore	mg/l	0,5	≤ 2,4	HACH 8015	**C**
Chrome total	mg/l	< 0,01	≤ 0,05	HACH 8024	**C**
Zinc	mg/l	0,01	≤ 3	HACH 8009	**C**
Sélénium	mg/l	< 0,01	≤ 0,04	HACH 8194	**C**
COT	mg/l	5,2	≤ 10	HACH 10129	**C**
DCO	mg/l O_2	19,1	≤ 25	HACH 8000	**C**
DBO5	mg/l O_2	3,8	≤ 5	HACH 8043	**C**
Oxygène dissous	mg/l O_2	5,7	≥ 5	HACH 8166	**C**
PARAMÈTRES MICROBIOLOGIQUES					
Coliformes totaux	NPP/100 ml	> 110	≤ 10	ISO 7218	**NC**
Escherichia colis	NPP/100 ml	38	0	ISO 7218	**NC**
Entérocoques	NPP/100 ml	15	0	ISO 7218	**NC**
Bactéries anaérobies sulfito-réductrices	NPP/100 ml	8	0	ISO 7218	**NC**
APPRÉCIATION GLOBALE					**Non**

ANNEXE 18 : DELIMITATION DU BASSIN VERSANT DES VARIANTES





ANNEXE 19 : RESULTAT DE CALCUL DU COUP DE BELIER

Les valeurs de K (module de Young) sont présentées dans le tableau suivant :

Nature	PVC	Acier	Fonte ductile	Béton	PeHD
K	33	0,5	**0,59**	5	83

- **Variante 1 : Prise d'eau sur le fleuve Diani**

Les caractéristiques des conduites et le calcul des dépressions et surpressions afin de déterminer s'il est nécessaire de prévoir un dispositif antibélier sont renseignés dans le tableau ci-dessous :

Paramètre		
Caractéristique physique de la conduite	**Exhaure-station de traitement**	**Station de traitement-château**
Module de Young K	0.59	0.59
Diamètre nominal (m)	0.12	0.12
Épaisseur de la conduite	0.015	0.015
Vo (m/s)	0.61	0.58
g (m/s2)	9.81	9.81
Calcul		
C (m/s)	1359.61	1359.61
ΔH (m)	84.54	80.38
HMT (m)	150	55
ΔHmax	**234.54**	**135.38**
ΔHmin	**65.46**	**-25.38**
PMA (mCE)	250	250
Pma (mCE)	-0.015	-0.015
Nécessité de l'antibélier	**Non**	**Oui**

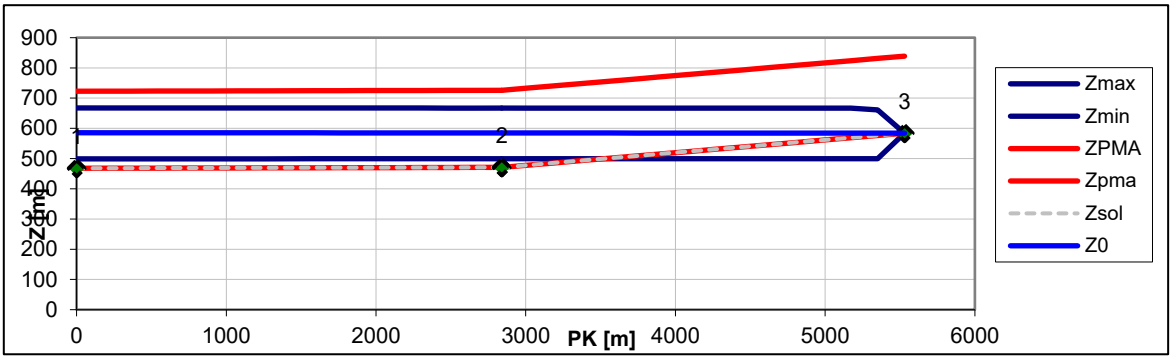
Les calculs effectués ne montrent aucun phénomène de surpression dans les deux conduites. En revanche, une dépression apparaît au niveau de la conduite d'adduction reliant la station de traitement au château d'eau. Néanmoins, par mesure de sécurité, il est prévu d'installer un ballon antibélier sur les deux conduites afin de protéger le réseau contre les effets du coup de bélier.

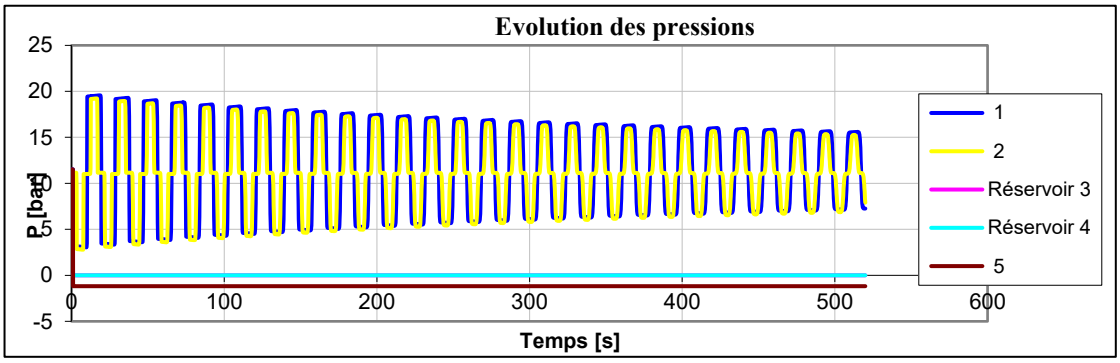
a) Résultats des calculs en régime transitoire : Variante 1 -Phase 1

Bief	Débit	HMT	Diamètre
Exhaure – Station de traitement	2500	150	1200

- **Arrêt brusque des pompes fonctionnant à pleine capacité, sans dispositif antibélier**

Les graphiques ci-après montrent l'évolution de la charge piézométrique consécutive à cet arrêt soudain.





Suite à un arrêt brutal des pompes, la pression maximale observée (**19,5 bars**) reste sous la limite admissible (**25 bars**) : il n'y a donc pas de surpression dangereuse. En revanche, la pression minimale chute jusqu'à **-1,17 bar**, bien en dessous de la limite autorisée : **-0,015 bar**. Ces dépressions sévères risquent d'endommager la conduite et les équipements, ce qui rend indispensable l'installation d'une protection antibélier.

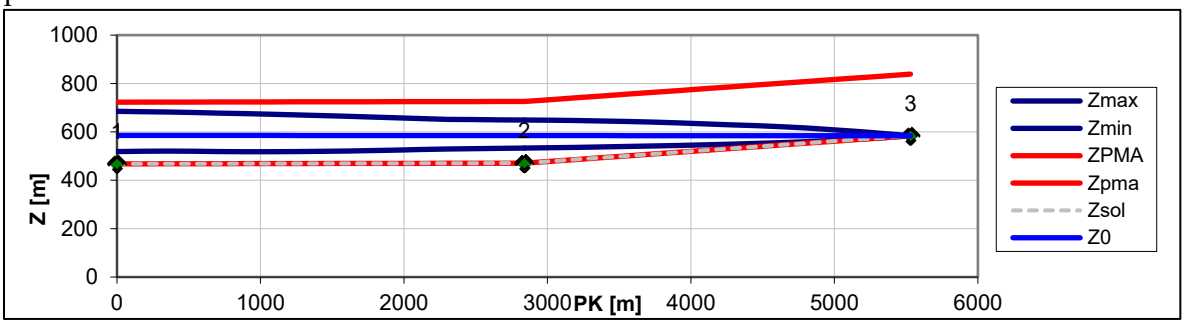
- **Calcul avec protection antibélier**

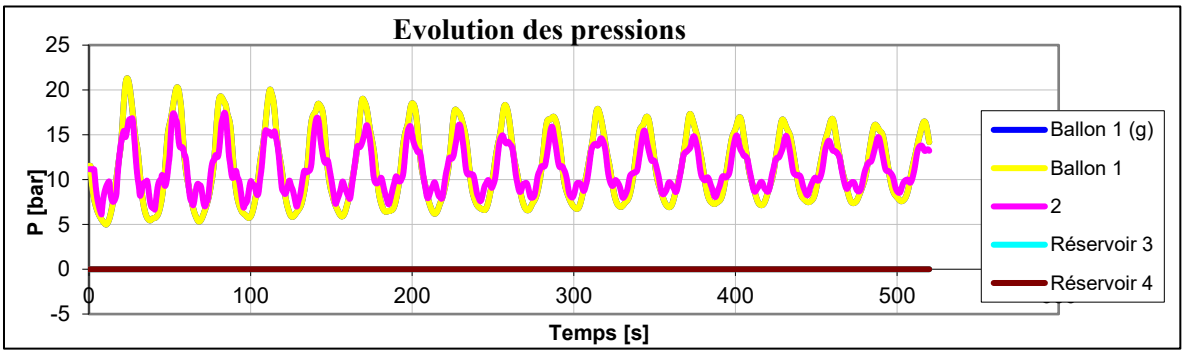
Le ballon antibélier, positionné après la pompe à l'exhaure, permettra d'amortir les ondes de dépression générées par le coup de bélier.

- **Capacité du ballon antibélier**

Désignation	Unité	Valeurs
Volume maximum de l'air dans le ballon antibélier	L	8456
Capacité calculée avec une sécurité de 20%	L	10 147
Pression de prégonflage du ballon	bar	4,6
Pression minimale atteinte dans le ballon	bar	4.98
Pression maximale atteinte dans le ballon	bar	21.30
Capacité standard du ballon antibélier	L	10 550

Le graphique suivant décrit la variation de la piézométrie le long de la conduite, sous pression par antibélier.



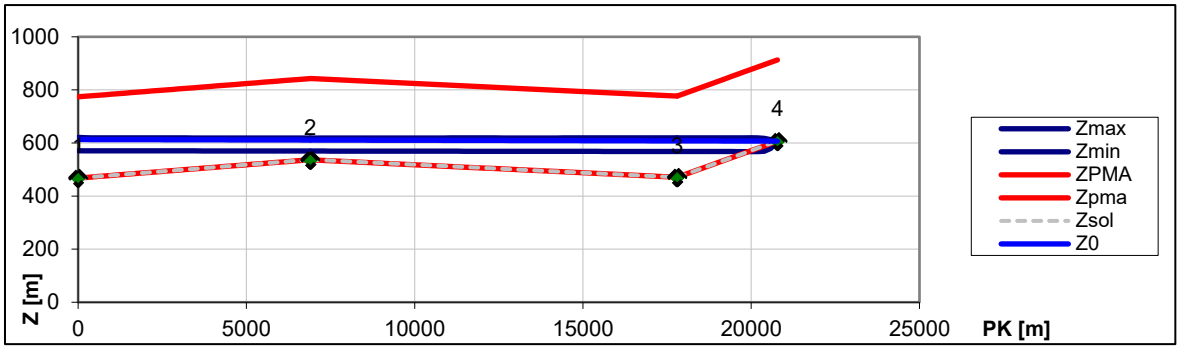


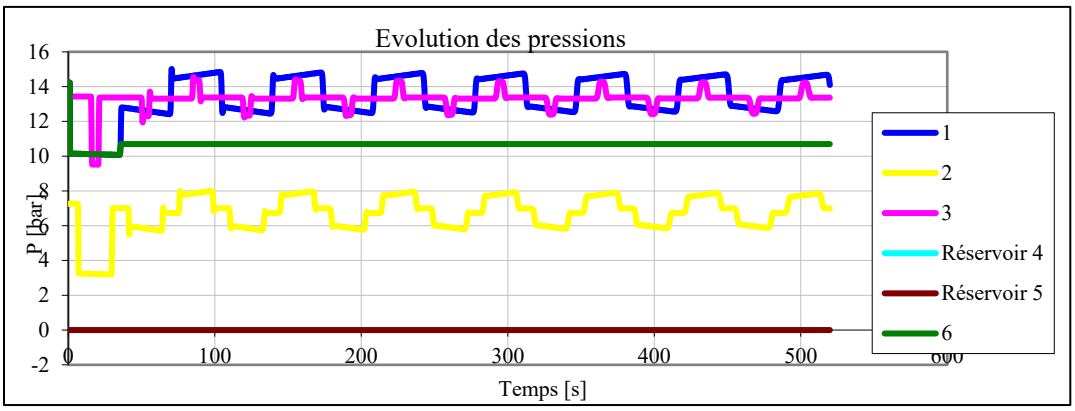
Après installation du ballon antibélier, les pressions restent dans les limites admissibles :

- Pression minimale : **4,9 bars** : supérieure à -0,015 bar ;
- Pression maximale : **21,3 bars** : inférieure à 25 bars (le volume du ballon choisi est donc suffisant pour éliminer tout coup de bélier préjudiciable à la conduite).

Bief	Débit	HMT	Diamètre
Station de traitement – Château	2375	55	1200

- **Arrêt brusque des pompes fonctionnant à pleine capacité, sans protection antibélier**





Ces graphiques montrent de la piézométrie le long de la conduite suite à un arrêt brusque de la pompe. On observe que :

- Pression maximale : **15,01 bars < 25 bar** → pas de risque de surpression ;
- Pression minimale : **-3,2 bar > 0,015 bar** → de dépressions dangereuses. (Une protection antibélier est donc nécessaire.)

- **Calcul avec protection antibélier**

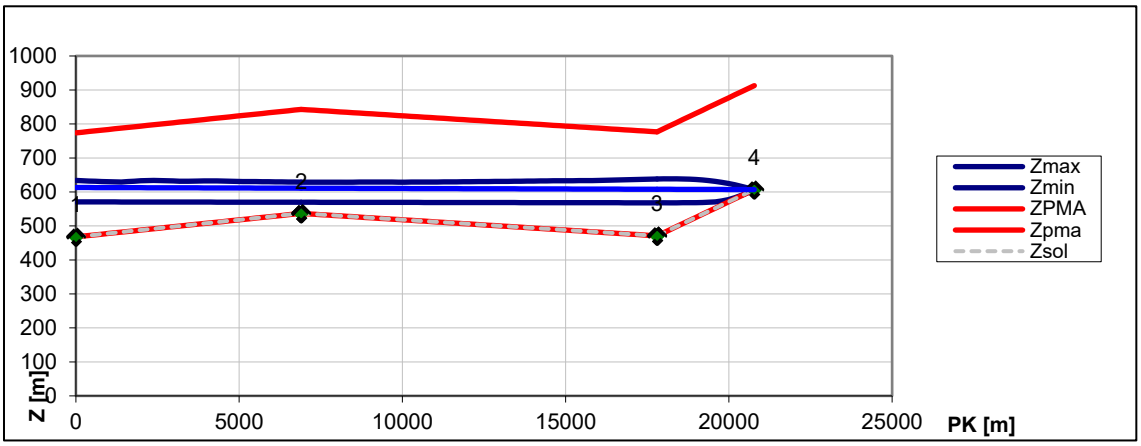
L'analyse du calcul de protection antibélier est présentée suivant :

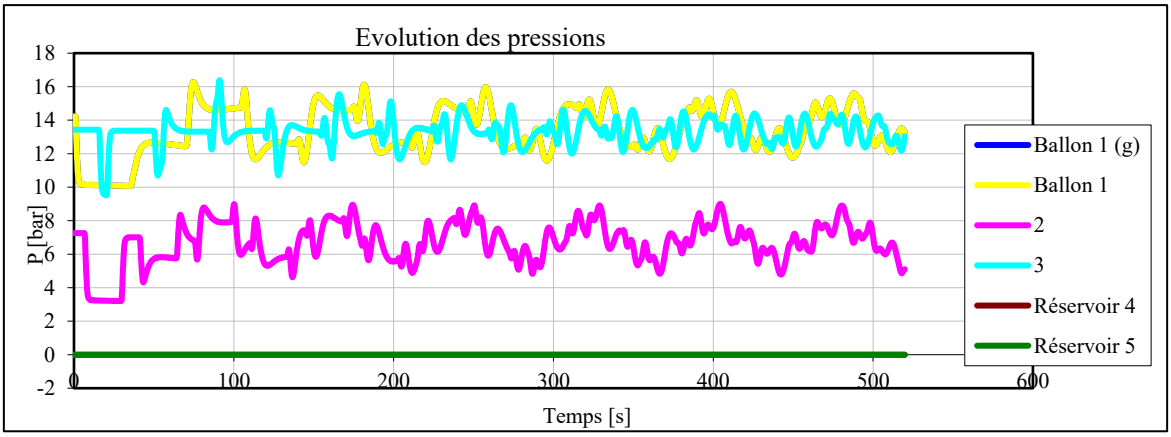
- **Capacité du ballon antibélier**

Désignation	Unité	Valeurs
Volume maximum de l'air dans le ballon antibélier	L	5643
Capacité calculée avec une sécurité de 20%	L	6 772
Pression de prégonflage du ballon	bar	8,73
Pression minimale atteinte dans le ballon	bar	10

Désignation	Unité	Valeurs
Pression maximale atteinte dans le ballon	bar	16
Capacité standard du ballon antibélier	L	7 500

Les graphiques suivants présentent l'évolution de la piézométrie le long de la conduite lorsque le réseau est protégé par le ballon antibélier.





Avec le ballon antibélier, les pressions restent dans les limites admissibles :

- Pression mini : 3,2 bars > -0,015
- Pression maxi : 16,39 bars < 25 bars

Donc, le volume du ballon choisi évite efficacement tout coup de bélier.

La figure suivante montre le profil en long de la conduite avec ballon antibélier.

Variante 2 : Barrage de Karana

Paramètre		
Caractéristique physique de la conduite	**Exhaure-station de traitement**	**Station de traitement-château**
Module de Young K	0.59	0.59
Diamètre nominal (m)	0.11	0.11
Épaisseur de la conduite	0.015	0.015
Vo (m/s)	0.58	0.56
g (m/s2)	9.81	9.81
Calcul		
c (m/s)	1364.68	1364.68
ΔH (m)	80.68	77.90
HMT (m)	25	160
ΔHmax	106	238
ΔHmin	-55.68	82.10
PMA (mCE)	250	250
Pma (mCE)	-0.015	-0.015
Nécessité de l'antibélier	**Oui**	**Non**

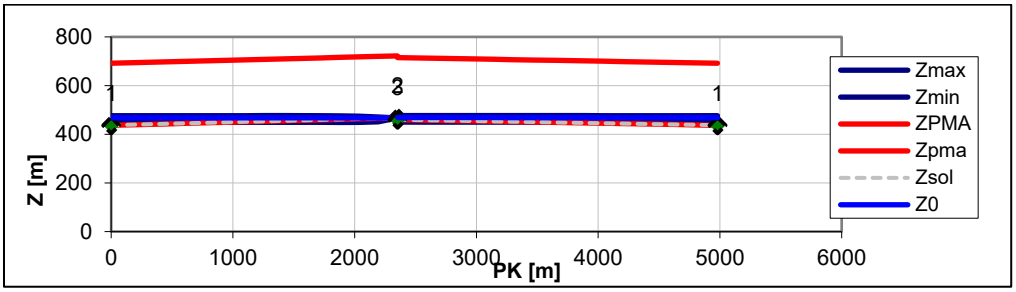
Aucune surpression n'a été détectée dans les deux conduites. Toutefois, une dépression apparaît dans la conduite de refoulement Exhaure-Station de traitement. Par mesure de sécurité, un ballon antibélier sera installé sur les deux conduites pour prémunir le réseau des effets du coup de bélier.

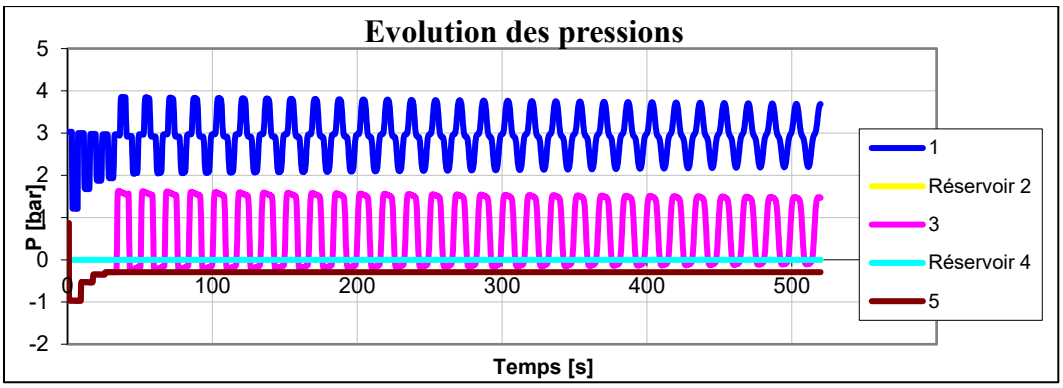
a) **Dimensionnement du ballon avec le logiciel CEBELMAIL**

Bief	**Débit (m^3/h)**	**HMT (m)**	**Diamètre (m)**
Exhaure – Station de traitement	2000	25	1100

a) **Phénomène de coupure brutale de pompes opérant à pleine charge, en l'absence de dispositif antibélier**

Les graphiques ci-dessous illustrent l'évolution de la ligne piézométrique suite à l'arrêt soudain de pompes au régime nominal sans protection contre les coups de bélier.





L'arrêt brusque de la pompe génère des dépressions (**-0,97 bar**) bien inférieures à la limite admissible : -0,015 bar, sans surpression excessive (**3,85 bars** < 25 bars). Une protection antibélier est nécessaire pour éviter des dommages sur la conduite et les équipements.

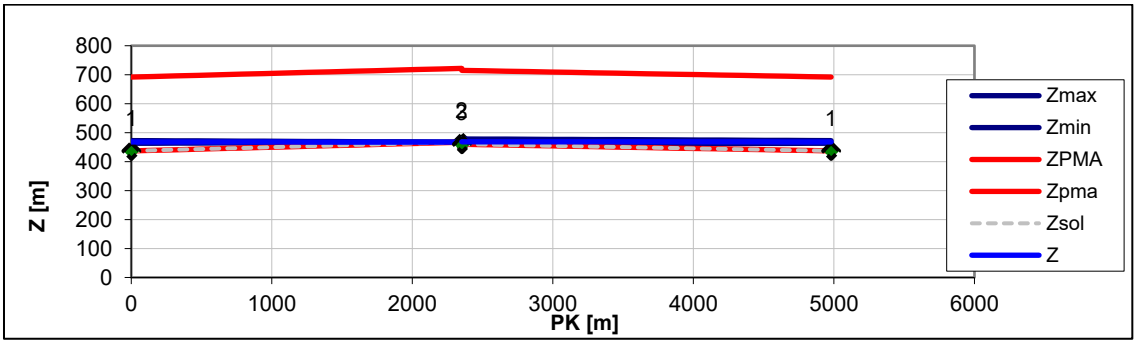
b) Calcul avec protection antibélier

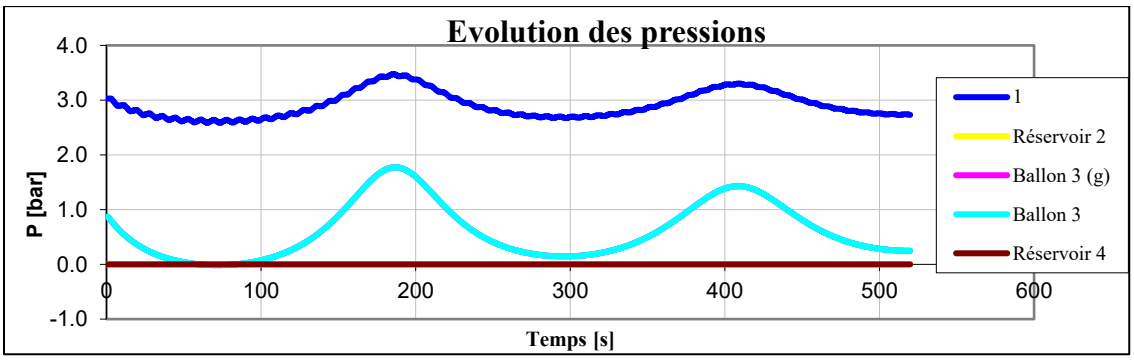
Le dispositif envisagé pour protéger la conduite contre les coups de bélier est le ballon antibélier. Il sera placé à l'exhaure pour les ondes de dépression générées par le coup de bélier.

- **Capacité du ballon antibélier**

Désignation	Unité	Valeurs
Volume maximum de l'air dans le ballon antibélier	L	80981
Capacité calculée avec une sécurité de 20%	L	97 177
Pression de prégonflage du ballon	bar	0,01
Pression minimale atteinte dans le ballon	bar	0,014
Pression maximale atteinte dans le ballon	bar	1,77
Capacité standard du ballon antibélier	L	97 500

Les graphiques suivants présentent l'évolution de la piézométrie le long de la conduite lorsque le réseau est protégé par le ballon antibélier.





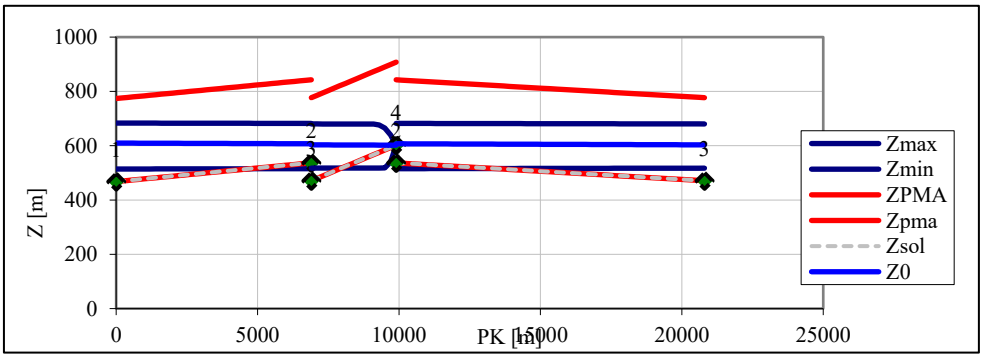
Les piézométries maximales et minimales se maintiennent dans les limites admissibles. Le ballon antibélier assure donc une protection efficace du réseau. Pressions relevées avec le dispositif antibélier :

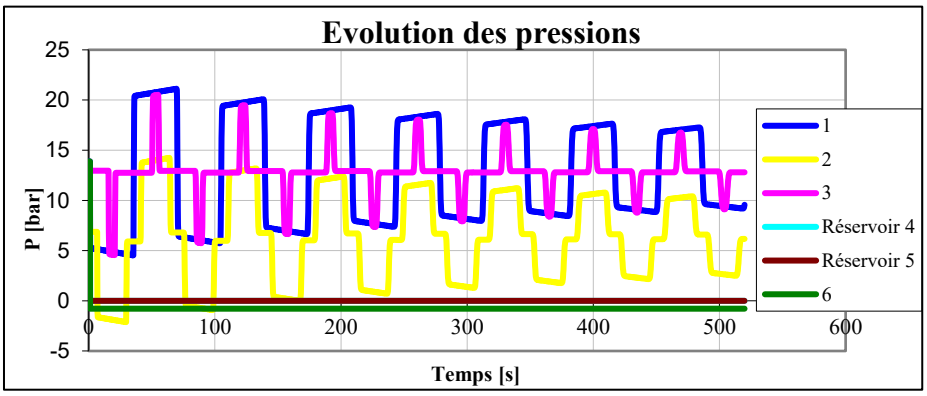
- Pression minimale : 2,58 bars > -0,015 bar (Pma)
- Pression maximale : 3,47 bars < 25 bars (PMA)

Donc le volume retenu pour le ballon antibélier empêche tout coup de bélier dans la conduite.

Bief	Débit (m3/h)	HMT (m)	Diamètre (m)
Station de traitement - Château	1900	160	1100

a) Arrêt brusque des pompes fonctionnant en pleine capacité sans protection antibélier





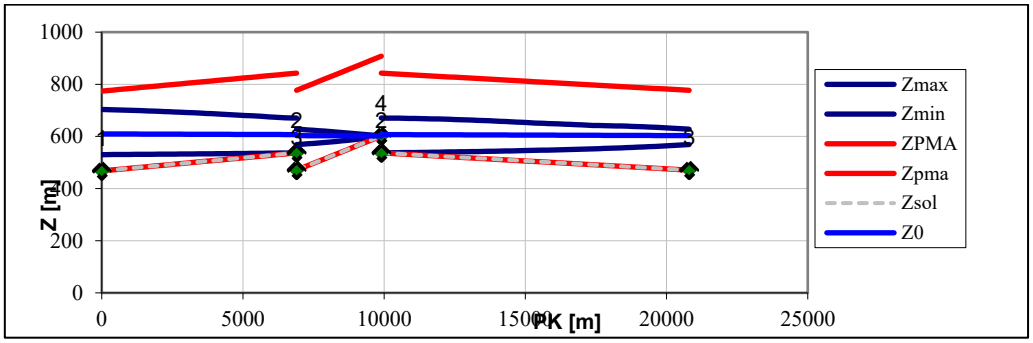
Ces graphiques présentent l'évolution de la piézométrie le long de la conduite en cas d'arrêt brusque de la pompe : on constate que :

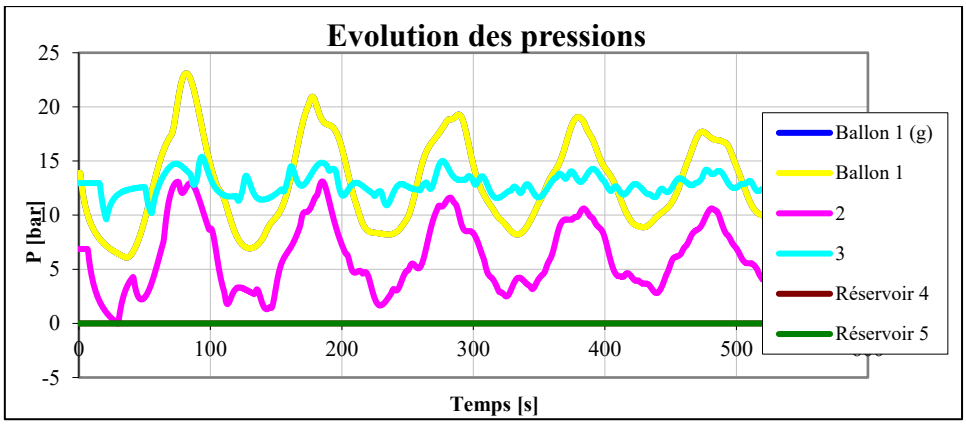
- La ligne piézométrique maximale reste en dessous de la ligne ZPMA. Pression maximale atteinte : **21,12 bars < 25 bars** : PMA. Donc il n'y a pas de surpression préjudiciable pour la conduite.
- La ligne piézométrique minimale se situe, par endroits, en dessous de la pression minimale admissible (Pma). Il signifie que l'arrêt brusque de la pompe génère des dépressions inférieures à la valeur tolérée : **P min = -2,12 bar < -0,015 bar** : Pma.

b) Calcul avec protection antibélier

- **Capacité du ballon antibélier**

Désignation	Unité	Valeurs
Volume maximum de l'air dans le ballon antibélier	L	18 271
Capacité calculée avec une sécurité de 20%	L	21 925
Pression de prégonflage du ballon	bar	5,67
Pression minimale atteinte dans le ballon	bar	6,1
Pression maximale atteinte dans le ballon	bar	23,1
Capacité standard du ballon antibélier	L	22 500





Les différentes pressions observées sur le réseau du ballon antibélier sont :

- Pression min : **0,014 bar** > **-0,015 bars**

Pression maxi : **15,39 bars** < **25 bars (**

Donc le volume du ballon évite tout coup de bélier.

ANNEXEE 20 : RESULTATS D'ESTIMATION DES BESOINS ET SCHEMA SYNOPTIQUE DES VARIANTES.

	Population	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
Localités	**2025**	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
N'Zérékoré Centre	316 065	368188	428907	499639	582036	678021	789835	920089
Boma	3 000	3495	4071	4742	5525	6436	7497	8733
Louhoule	2 250	2621	3053	3557	4143	4827	5623	6550
Galai	1 750	2039	2375	2766	3223	3754	4373	5094
Dorola	2 250	2621	3053	3557	4143	4827	5623	6550
Samoé	100 922	117565	136953	159539	185849	216497	252200	293791
Koulé	2368	2759	3213	3743	4361	5080	5918	6893
Kelemadiou	1 500	1747	2036	2371	2762	3218	3748	4367
Pamporé	2 625	3058	3562	4150	4834	5631	6560	7642
Niampara	3 404	3965	4619	5381	6268	7302	8506	9909
Total	**430 105**	**508058**	**591843**	**689445**	**803144**	**935592**	**1089883**	**1269618**

❖ Estimation des demandes et des besoins en eau

N'Zérékoré

Paramètres/Horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
Population	368188	428907	499639	582036	678021	789835	920089
Consommation spécifique (l/hab/j)	40	45	50	55	60	65	70
Taux de raccordement (tr)	60%	65%	70%	75%	80%	85%	90%
Cps	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Cpj	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
Rendement du réseau	85%	85%	85%	85%	85%	85%	85%
Rendement du traitement	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%
Temps de fonctionnement (h)	20	20	20	20	20	20	20
Besoin domestique (m^3/j)	12518	16298	21235	27647	35935	46600	60266
Besoin sociaux et Eco (m^3/j)	1252	1630	2123	2765	3594	4660	6027
Besoin journalier moyen (Bjm)	13770	17928	23358	30411	39529	51260	66292
Cph	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Demande journalière de pointe (Djp)	17350	22590	29431	38318	49806	64588	83528

Paramètres/Horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Débit de Production (m^3/h)	1074	1399	1822	2373	3084	3999	5172
Débit d'adduction (m^3/h)	1021	1329	1731	2254	2930	3799	4913
Débit de pointe distribution (m^3/h)	1276	1661	2164	2818	3662	4749	6142

Localités environnantes de la variante 2

Paramètres/Horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Population	139869.8857	162936	189806.4	221108	257571.3	300048	349529.8
Consommation spécifique (l/hab/j)	30	35	40	45	50	55	60
Taux de raccordement (tr)	60%	65%	70%	75%	80%	85%	90%
Cps	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Cpj	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
Rendement du réseau	85%	85%	85%	85%	85%	85%	85%
Rendement du traitement	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%
Temps de fonctionnement (h)	20	20	20	20	20	20	20
Besoin domestique (m^3/j)	3916	5132	6738	8844	11591	15152	19748
Besoin sociaux et ECO (m^3/j)	392	513	674	884	1159	1515	1975
Besoin journalier moyenne (Bjm)	4308	5646	7412	9729	12750	16668	21723
Cph	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Demande journalière de pointe (Djp)	5428	7114	9339	12258	16065	21001	27371
Débit de production (m^3/h)	336	440	578	759	995	1300	1695
Débit d'adduction (m^3/h)	319	418	549	721	945	1235	1610
Débit de pointe distribution (m^3/h)	399	523	687	901	1181	1544	2013

Schéma synoptique de la variante 1

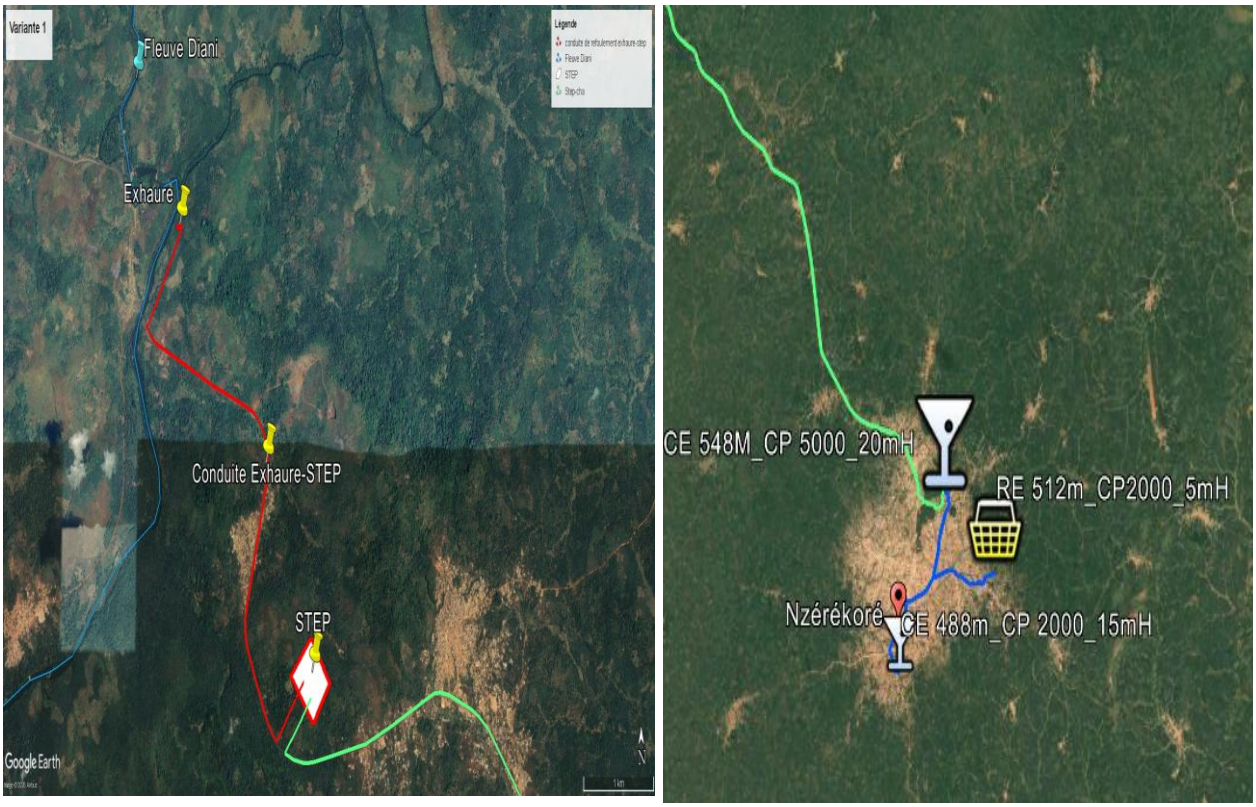


Schéma synoptique de la variante 2



ANNEXE 21 : PROJECTION DE LA POPULATION (1), BESOINS EN EAU (2) ET DEBITS DU PROJET (3) - V1

(1)

Localité/Horizon	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
N'Zérékoré	368 188	428 907	499 639	582 036	678 021	789 835	920 089
Localités périphériques	140 110	163 216	190 132	221 487	258 013	300 563	350 129

(2)

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
Besoin domestique (Bd)	12 962	16 880	21 998	28 649	37 248	48 317	62 503
Besoin socio-économique (Bes)	1 296	1 688	2 200	2 865	3 725	4 832	6 250
Besoin journalière moyenne (Bjm)	14 258	18 568	24 198	31 513	40 973	53 148	68 753
Besoin journalier de pointe (Bjp)	17 965	23 396	30 489	39 707	51 626	66 967	86 629

(3)

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**	**2055**	**2060**
Demande journalière de pointe (Djp) (m^3/j)	28 209	36 784	48 013	62 633	81 574	105 993	137 337
Débit de production (Qp)(m^3/h)	1 410	1 839	2 401	3 132	4 079	5 300	6 867
Débit d'adduction (Qadd) (m^3/h)	1 340	1 747	2 281	2 975	3 875	5 035	6 524
Débit de pointe horaire (Qph) (m^3/h)	42 313	55 176	72 019	93 950	122 361	158 989	206 006
Débit de distribution (m^3/h)	1 675	2 184	2 851	3 719	4 843	6 293	8 154

ANNEXE 22 : PROJECTION DE LA POPULATION (1), BESOINS EN EAU (2) ET DEBITS DU PROJET (3) – V2

(1)

Localité/ Horizon	Population	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
N'Zérékoré-Centre	316 065	368 188	428 907	499 639	582 036	678 021	789 835	920 089
Localités périphériques	13 602	15 845	18 458	21 502	25 048	29 179	33 990	39 596

(2)

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Besoin domestique (Bd)	12 962	16 880	21 998	28 649	37 248	48 317	62 503
Besoin socio-économique (Bes)	1 296	1 688	2 200	2 865	3 725	4 832	6 250
Besoin journalière moyenne (Bjm)	14 258	18 568	24 198	31 513	40 973	53 148	68 753
Besoin journalier de pointe (Bjp)	17 965	23 396	30 489	39 707	51 626	66 967	86 629

(3)

Paramètres/horizons	H+0	H +5	H+10	H+15	H+20	H+25	H+30
	2030	2035	2040	2045	2050	2055	2060
Demande journalière de pointe (Djp) (m^3/j)	22 248	28 973	37 758	49 173	63 933	82 931	107 281
Débit de production (Qp)(m^3/h)	1 112	1 449	1 888	2 459	3 197	4 147	5 364
Débit d'adduction (Qadd) (m^3/h)	1 057	1 376	1 793	2 336	3 037	3 939	5 096
Débit de pointe horaire (Qph) (m^3/h)	23 361	30 421	39 645	51 631	67 130	87 078	112 645
Débit de distribution (m^3/h)	1 321	1 720	2 242	2 920	3 796	4 924	6 370

ANNEXE 23 : DEBIT D'ETIAGE DU FLEUVE DIANI ET COURBES HAUTEUR-VOLUME DE LA RETENUE

Paramètre/Période	Saison	Débit moyen (m^3/s)		Hauteur moyenne (m)	
		Sèche	Humide	Sèche	Humide
Jan	Basses eaux	24,2	65,3	294,7	315,5
Fev		12,2	57,6	288,4	311,7
Mars		14,0	59,4	289,3	312,6
Avril		25,6	69,0	295,4	317,3
Mai		47,9	72,5	306,8	319,0
Juin		78,8	94,5	322,1	329,6
Juil.	Hautes eaux	99,2	149,5	331,8	354,8
Aôut		215,1	207,9	382,2	379,3
Sept		272,2	234,8	403,8	389,9
Oct.		244,3	178,0	393,5	367,0
Nov.		96,1	120,2	330,4	341,6
Dec		96,1	120,2	330,4	341,6

Courbe de niveau (mNG)	Hauteur / fond (m)	Surface (m^2)	Volume (m^3)
430	0	0	0
431	1	6 971	1 887
433	3	48 940	56 148
435	5	193 472	346 321
436	6	431 602	842 996
437	7	516 820	1 306 979
438	8	583 384	1 849 332
439	9	876 666	2 977 198
440	10	1 406 007	4 742 427
441	11	1 718 555	6 377 434
442	12	1 969 882	8 229 581
443	13	2 351 361	10 655 411

Courbe de niveau (mNG)	Hauteur / fond (m)	Surface (m^2)	Volume (m^3)
444	14	2 884 235	13 867 220
445	15	3 496 868	17 882 020
446	16	4 137 087	22 106 533
447	17	4 647 450	26 633 550
448	**18**	**6 272 771**	**35 892 723**
449	19	7 197 934	43 436 385
450	20	8 116 426	51 384 085
451	21	9 292 680	60 788 305
452	22	10 241 397	70 689 072
453	23	12 220 438	84 614 369