Etude technique détaillée pour l'assainissement de la station d'eau de Banikani dans la ville de Parakou, au Benin

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 22.01.2019 par

Abdoulaye DIALLO (2016 0465)

Directeur de mémoire : M. Ousmane Roland YONABA, Assistant d'Enseignement et de Recherche, Département Génie Civil et Hydraulique (GCH), 2iE

Maître de stage : M. NOVION Lionel, Ingénieur hydraulicien, Responsable des travaux hydraulique SOGEA SATOM BENIN

Structure d'accueil du stage :- SOGEA SATOM BENIN

Jury d'évaluation du stage :

Président : Pr. Mahamadou KOITA

Membres et correcteurs : Dr. Anderson ANDRIANISA

M. Célestin OVONO

Promotion [2017/2019]

DEDICACE

Par ces quelques mots, je dédie ce mémoire :

- A mes chers parents **Lamine DIALLO** et **Dado SACKO** pour tous les sacrifices consentis à mon égard.

- A mes Frères et sœurs pour leur soutien moral

- A mon oncle **Mahamadou SACKO** pour ses conseils et son soutient

- A tous mes amis.

Que la grâce et la bénédiction d'Allah vous accompagnent dans toutes vos entreprises !! Amen !!

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je remercie le tout puissant Allah, le miséricordieux de m'avoir avoir permis d'atteindre ce stade de ma vie.

J'adresse mes remerciements les plus sincère à

- **M. Jean Pierre DJIDJOHO,** Directeur d'agence de SOGEA SATOM au Benin et **Mme Bénédicte Da Silva,** Directrice d'exploitation pour m'avoir permis d'effectuer mon stage dans leur entreprise.
- **M. Wilfried MEHOU-LOKO,** Directeur des travaux (AEP Parakou) SOGEA SATOM Benin pour les moyens et les matériels mis à ma disposition.
- **M. Lionel NOVION,** Responsable des travaux hydraulique SOGEA SATOM Benin, mon encadreur pour ce mémoire, qui malgré ses occupations a fait preuve responsabilité, d'abnégation et d'une totale disponibilité afin de répondre à mes préoccupations.
- **M. Ousmane Roland YONABA**, Enseignant à 2iE, mon directeur de mémoire pour ses pertinentes remarques et suggestions apportées à ce mémoire.
- L'ensemble du corps professoral du 2iE grâce leur encadrement pédagogique de qualité reçue tout au long de notre formation.
- Je tiens remercier mes camarades de promotion et toute la communauté malienne de 2iE pour et soutient les bons moments passés ensemble.

RESUME

Parakou est la troisième ville du Benin de par sa grandeur et sa population, elle accueille de nouvelles infrastructures de production et de distribution d'eau potable qui s'inscrivent dans le cadre du projet de « **Renforcement du système d'alimentation en eau potable de ville de Parakou** ». La problématique concernant ce projet est l'usine de production d'eau potable dans la quartier de Banikani se situe dans un bas fond du quartier qui recevait les eaux de ruissellement ainsi que les eaux usées. L'objet ce présent mémoire est une étude technique détaillé de l'assainissement de la station de production d'eau potable de Banikani. Cette étude est divisée en deux volets : volet assainissement des eaux pluviales et volet assainissement des eaux usées : Pour le volet assainissement des eaux pluviales, nous avons dimensionné un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales constitué de 5 nouveaux caniveaux (**C1, C2, C3, C4, C5**) couverts et à ciel ouvert en béton armé véhiculant des débits respectifs de **1.58 ; 4.46 ; 1.23 ; 0.078 ; 4.43 m^3/s**. Ces caniveaux seront en béton armé sur longueur cumulée de **257.89 ml** avec des sections variables. Le coût de réalisation des travaux s'élève à **55 400 482 FCFA** hors taxes. Concernant le volet assainissement des eaux usées, la solution proposée est la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées (STEP) pour **233 équivalents habitants (EH)**. Le système de traitement retenu pour cette station est celui des filtres plantés de végétaux à écoulement vertical. L'ensemble sera constitué d'ouvrages de prétraitement, d'une bâche stockage de **5 m^3** dont la vidange est assurée grâce à un siphon auto-amorçant. La bâche alimente deux filtres de façon simultanée, chacun de **95 m^2** de section et **1.35 m** de hauteur. Le coût de réalisation des travaux s'élève à **82 824 502 FCFA** hors taxes.

Mots clé

1. Dimensionnement
2. Eaux pluviales
3. Eaux usées
4. STEP
5. Parakou

ABSTRACT

Parakou is the third largest city in Benin because in terms of spatial extent and population, it hosts new facilities for the production and distribution of drinking water as part of the project named **« Renforcement du système d'alimentation en eau potable de ville de Parakou** ». Some issues relates to is the drinking water production plant in Banikani is located in a downstream area that received runoff and wastewater. This aims at proposing detailed technical study a stormwater and wasterwater collection systems Banikani drinking water plant. This study is divided into two components: stormwater sanitation component and wastewater sanitation component: For the stormwater drainage component, we have designed a rainwater collection and evacuation network consisting of five new gutters **(C1, C2, C3, C4, and C5)** covered and open-pit in reinforced concrete carrying discharges of **1.58; 4.46; 1.23; 0.078; 4.43 m^3/s** respectively. These gutters will be reinforced concrete on cumulative length of **257.89 ml** with variable sections. The cost of carrying out the works amounts to **55 400 482 FCFA** excluding taxes. Regarding the sanitation of wastewater, the proposed solution is the construction of a wastewater treatment plant (WWTP) for **233 population equivalents (PE**). The treatment system chosen for this station is that of filters planted with vertical flow plants. The set will consist of pre-treatment step, a storage tank of **5 m^3** whose emptying is ensured via a self-priming siphon. The tarpaulin feeds two filters simultaneously, each **95 m^2** in section and **1.35 m** in height. The cost of carrying out the works amounts to **82 824 502 FCFA** excluding taxes.

.

Key words

1. Sizing
2. Rainwater
3. Wastewater
4. WWTP
5. Parakou

Sommaire

DEDICACE 2
REMERCIEMENTS I
RESUME II
I. INTRODUCTION 8
II. PRESENTATION DE A ZONE D'ETUDE 9
II.1 Situation administrative et géographique 9
II.2 Milieu physique et naturel 9
II.3 Milieu humain 10
II.4 Données socio-économiques 11
III. PRESENTATION DU PROJET 12
III.1. Contexte de l'étude 12
III.2. Etats des lieux 13
III.3. Objectifs de l'étude 14
III.4. Données de base 14
III.5. Généralités sur les eaux usees 16
IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION 17
IV.1 Le volet A : Assainissement des eaux usées 17
IV.2 Le volet Assainissement des eaux pluviales 18
V. ETUDES TECHNIQUE D'ASSAINISSEMET DES EAUX USEES 19
V.1 Étude des pollutions en amont 19
V.2 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT 26
V.3 Dimensionnement des unités de traitement 31
V.4 Structure des ouvrages 43
V.5 Performances théoriques attendus 45
VI. ETUDES D'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES 46
VI.1 Détermination des bassins versant du site 46
VI.2 Etudes hydrologiques 49
VI.3 Estimation des débits de dimensionnement 51
VI.4 Débit des caniveaux existants 54
VI.5 Assemblage des bassins 55
VI.6 Dimensionnement des ouvrages 56
VI.7 Dimensionnement hydraulique des caniveaux 57
VII. ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL 59
VII.1 Identification des impacts 59

VII.2 Caractérisation des impacts 60
VII.3 Evaluation de l'importance des impacts 64
VII.4 Mesures d'atténuations 64
VIII. Etude financière 66
VIII.1 Coût de réalisation des travaux 66
CONCLUSION 68
RECOMMANDATIONS 69
Bibliographie 70
ANNEXES 71

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: CARACTERISTIQUES DE LA PARCELLE DISPONIBLE POUR LA STEP 19
TABLEAU 2 : BULLETIN D'ANALYSE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUE 20
TABLEAU 3 : COMPARAISON DES FILIERES DE TRAITEMENT 21
TABLEAU 4 : PERFORMANCE DES FILTRES PLANTES DE ROSEAUX 24
TABLEAU 5 : ESTIMATION DU DEBIT DE REJET 27
TABLEAU 6 : QUANTITES DE CHARGE POLLUANTES A TRAITER 27
TABLEAU 7 : ESTIMATION DU DEBIT D'EAUX CLAIRES PARASITES 30
TABLEAU 8 : DIAMETRE DES OUVRAGES DE DEVIATION 33
TABLEAU 9 : COEFFICIENT DE FORME DES BARREAUX B 34
TABLEAU 10 : CARACTERISTIQUES DE LA GRILLE 35
TABLEAU 11 : CARACTERISTIQUES DU DEGRILLEUR 35
TABLEAU 12 : DIMENSIONS DU DESSABLEUR 36
TABLEAU 13 : DIMENSIONS DU FILTRE 36
TABLEAU 14 : DIMENSIONS DE LA BACHE DE STOCKAGE 37
TABLEAU 15 : CARACTERISTIQUES DU SIPHON-AUTO-AMORÇANT 38
TABLEAU 16 : DIAMETRES DES CONDUITES D'ALIMENTATION 40
TABLEAU 17 : CARACTERISTIQUES DES DRAINS 41
TABLEAU 18 : CARACTERISTIQUES DU MASSIF FILTRANT 42
TABLEAU 19 : DIMENSIONS DES OUVRAGES 44
TABLEAU 20 : SECTION D'ACIER DES OUVRAGES 44
TABLEAU 21 : VALEUR DES CHARGES POLLUANTES APRES ABATTEMENT 45
TABLEAU 22 : CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS NATUREL 48
TABLEAU 23 : CARACTERISTIQUE DES BASSINS VERSANT DE LA PLATEFORME 48
TABLEAU 24 : CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR 49
TABLEAU 25 : PARAMETRES DE MONTANA POUR LES REGIONS DU BENIN [SOURCE IGIP : RAPPORT D'ETUDE D'ASSAINISSEMENT DANS LA VILLE D'ABOMEY CALAVI, NOVEMBRE 2007) 50
TABLEAU 26 : CHOIX DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT 50
TABLEAU 27 : DEBIT DE SORTIE DES BASSINS VERSANT 53
TABLEAU 28 : DEBIT DES CANIVEAUX EXISTANT 55
TABLEAU 29 : ASSOCIATION DES CANIVEAUX 55

TABLEAU 30 : DEBITS DE DIMENSIONNEMENT 56
TABLEAU 31 : DIMENSIONNEMENT DES CANIVEAUX 58
TABLEAU 32 : EVALUATION DES IMPACTS 60
TABLEAU 33 : NATURE DES IMPACTS 63
TABLEAU 34 : IMPORTANCE DES IMPACTS 64
TABLEAU 35 : COUT GLOBAL DE REALISATION DES TRAVAUX 66

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : CARTE DEPARTEMENTALE DU BENIN (VILLE DE PARAKOU) 9
FIGURE 2 : MESURES PLUVIOMETRIQUE INTERVALLE 2008 A 2017 (SOURCE ASECNA) 10
FIGURE 3 : PLAN DE MASSE DU SITE 13
FIGURE 4 : SCHEMA DE LA METHODOLOGIE DE L'ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT DES EU 17
FIGURE 5: SCHEMA DE LA METHODOLOGIE D'ETUDE ASSAINISSEMENT EP 18
FIGURE 6 : IMAGE SATELLITE DU SITE 19
FIGURE 7 : ARBRE DE DECISION POUR LE CHOIX DES FILIERES D'EPURATION 24
FIGURE 8 : SCHEMA DU FILTRE PLANTE DE ROSEAUX 26
FIGURE 9 : SCHEMA SYNOPTIQUE DU SYSTEME 31
FIGURE 10 : VUE EN PLAN OUVRAGE DE DEVIATION 31
FIGURE 11 : COUPE OUVRAGE DE DEVIATION 32
FIGURE 12 : PANIER DE DEGRILLAGE MANUEL 33
FIGURE 13 : SIPHON AUTO-AMORÇANT 38
FIGURE 14 : SCHEMA DU RESEAU D'ALIMENTATION 39
FIGURE 15 : CONDUITE DE DRAINAGE 40
FIGURE 16 : COUPE TRANSVERSALE DU FILTRE A ECOULEMENT VERTICAL 42
FIGURE 17 : BASSIN VERSANT NATUREL DU SITE 47
FIGURE 18 : BASSINS VERSANT DE LA PLATEFORME DE L'USINE D'EAU 47
FIGURE 19 : TRACE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT 54

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'ingénierie de l'eau et de l'environnement

ASECNA : Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne en Afrique

CIEH : Comité Inter-Etats d'Etudes Hydrauliques

EFMS : Ecole de formation médico-social

EH : Equivalent habitant

EU : Eaux usées

IRSTEA : Institut National de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture

OIE : Office internationale de l'eau

SONEB : Société Nationale des Eaux du Benin

SBEE : Société Béninoise d'Energie Electrique

STEP : Station d'épuration

DBO 5 : Demande Biologique en Oxygène après 5 jours

DCO : Demande Chimique en Oxygène

MES : Matières en Suspension

NTK : Azote total Khejdal

I. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'atteinte de ses objectifs de développement durable, le gouvernement de la république du Bénin en partenariat avec la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) a initié le projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de ville de Parakou, qui est la troisième plus grande ville du Benin après Cotonou et Porto-Novo. Cette initiative vise à résoudre les difficultés liées à l'accès à l'eau potable pour la population de Parakou estimé à 255 478 habitants en 2013.

Ce projet consiste en la réalisation : pour le Lot 1, des ouvrages de traitement et de stockage d'eau (une tour de prise d'eau, une station de station de traitement, un château d'eau) et pour le Lot2, un réseau de distribution dans la ville. Le thème du stage porte sur l'assainissement des sites de production d'eau du Lot 1.

Tenant compte du fait que la Commune de Parakou œuvre activement pour le développement progressif de ses outils de planification de l'urbanisme et de l'assainissement, On constate qu'à cause du relief topographique de la ville, le site de Banikani (Lot. 1) est confronté à des difficultés d'évacuation des eaux pluviales et usées, d'où la nécessité de concevoir des dispositifs permettant de drainer ces eaux et de les évacuer hors des zones d'emprises des ouvrages. Tout en minimisant les risques sur la santé et l'environnement. C'est dans ce contexte que la présente étude a été initiée, à demande de la société nationale des eaux du Benin (SONEB), maitre d'ouvrage de l'ensemble du projet.

Cette étude passe par deux volets essentiels à savoir l'assainissement des eaux pluviales et l'assainissement des eaux usées qui sont déversées vers le site. Le présent rapport détaille les critères et les différentes hypothèses de dimensionnement des ouvrages d'assainissement. Il s'agira de :

- Concevoir et dimensionner un système d'évacuation des eaux pluviales de la nouvelle usine de production d'eau potable
- Concevoir et dimensionner un système permettant le traitement et l'évacuation des eaux usées hors de l'usine de production
- Présenter une offre financière pour les deux volets

II. PRESENTATION DE A ZONE D'ETUDE

II.1 Situation administrative et géographique

La commune de Parakou est imitée au Nord par la commune de N'Dali, au Sud, à l'Est et à l'Ouest par la commune de Tchaourou. Chef-lieu du département du Borgou, Parakou est découpée en trois arrondissements et 41 quartiers de ville. Elle s'étend sur une superficie de 441 km^2 dont 66% est urbanisée. Elle est située à 407 km de la capitale économique Cotonou et représente la principale ville du Nord-Bénin. Avec une altitude moyenne de 350m, elle est localisée à 9°15' et 9°30 de latitude Nord et à 2°20' et 2°45' de longitude Est. La commune de Parakou est subdivisée en trois (03) arrondissements.

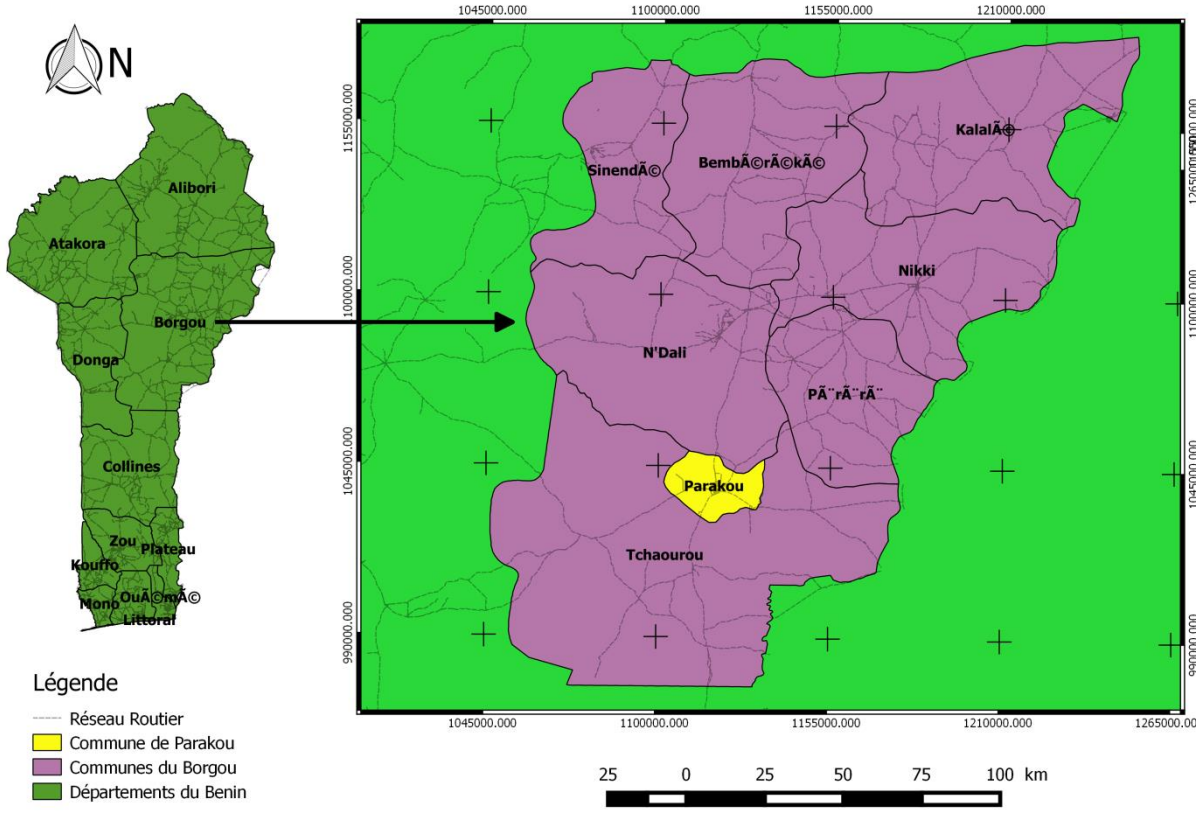


Figure 1 : Carte départementale du Benin (ville de Parakou)

II.2 Milieu physique et naturel

II.2.1 Topographie

L'altitude moyenne de la Commune est d'environ 350 m. Le point culminant (cote 397 m) est situé au quartier Zongo où sont implantés les principaux réservoirs d'eau de la Société Nationale des Eaux du Bénin (SONEB). Le réseau hydrographique à l'échelle de la Commune est caractérisé par deux bassins versants que sont le bassin versant de l'Ouémé Supérieur et le

bassin versant de l'Okpara. Ces deux bassins fonctionnent par l'intermédiaire des rivières, des ruisseaux ou des affluents de l'Okpara et de l'Ouémé.

II.2.2 Climat et pluviométrie

Le climat de Parakou est type soudano-sahélien caractérisé par l'existence de deux saisons distinctes : une saison sèche et une saison pluvieuse. La période de la saison pluvieuse s'étend de mai à octobre et celle de la saison sèche est de novembre à avril.

Les moyennes annuelles au cours des dix dernières années (périodes de 2017 à 2008) montrent que la pluviométrie annuelle varie entre 800 et 1400 mm.

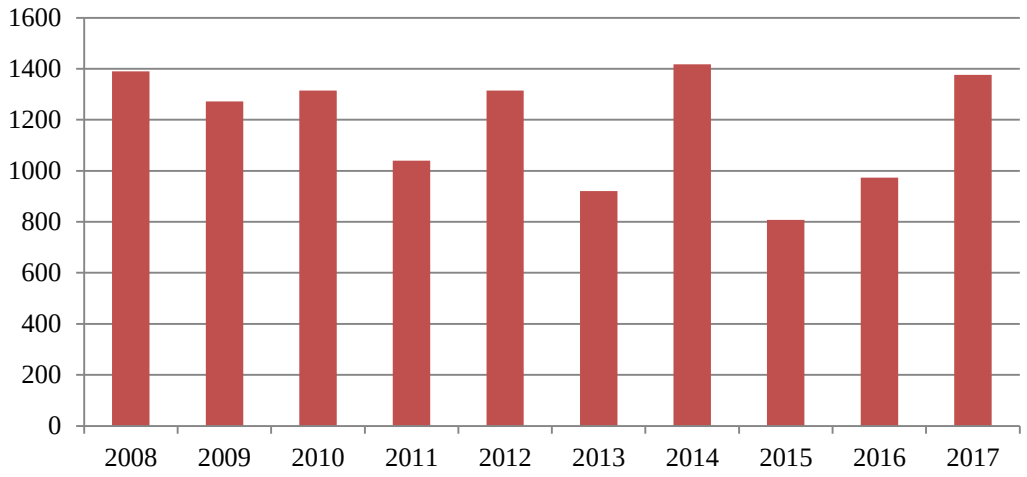


Figure 2 : Mesures pluviométrique intervalle 2008 à 2017 (Source ASECNA)

II.3 Milieu humain

Le peuplement de la ville cosmopolite et hospitalière que constitue Parakou, s'est fait à partir des migrations Baatombu venus du Nord et les Yoruba venus de l'Est.

Lors du dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat en 2013 (RGPH4), la population de Parakou était estimée à 254 254 habitants pour 32 849 ménages, soit une densité de 577 habitants/km² et une moyenne d'environ 8 personnes par ménage. En 11 ans (2002 à 2013), la population a été multipliée par 1,5 ce qui témoigne d'un réel dynamisme démographique. En 2013, la population de Parakou était composée de 49 % d'hommes et de 51% de femmes. Sa population en 2015 est estimée à 279.301 habitants, qui pourraient doubler dès 2028 et atteindre 903.943 habitants en 2035. A l'instar des autres Communes du Borgou, la population de Parakou est très jeune ; plus de la moitié de cette population a moins de 15 ans (Monographie de la Commune de Parakou, 2006). Cette réalité indique l'intérêt

d’une promotion de l’hygiène et de l’assainissement ciblant les milieux scolaires et universitaire.

II.4 Données socio-économiques

La principale activité socio- économique de la ville de Parakou est l’agriculture. En effet, la commune de Parakou connaît une agriculture extensive, itinérante sur brûlis. Elle obéit au rythme des saisons avec par moment une agriculture de transit pratiquée dans les zones humides (bassins des cours d’eau et bas-fonds). Les principales cultures sont les céréales, les tubercules et les légumineuses.

La troisième activité est le commerce. Ce secteur est dominé par l’informel. Il n’en demeure pas moins qu’il existe des infrastructures marchandes aménagées pour faciliter les conditions d’exercice de la profession.

La commune dispose d’un marché à envergure régionale qui enregistre des flux en provenance de tout le Nord Bénin ainsi que des pays voisins (Niger, Burkina-Faso, Nigéria). Les échanges portent aussi bien sur la production agricole (céréales, tubercules, agrumes, volaille, etc. en provenance des départements du Borgou et de l’Alibori) que sur les produits manufacturés.

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1. Contexte de l'étude

Dans le cadre de l'atteinte de ses objectifs de développement durable, le gouvernement de la république du Bénin en partenariat avec la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) a initié le projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de ville de Parakou, qui est la troisième plus grande ville du Benin après Cotonou et Porto-Novo. Cette initiative vise à résoudre les difficultés liées à l'accès à l'eau potable pour la population de Parakou estimé à 255 478 habitants en 2013.

Ce projet consiste en la réalisation : pour le Lot1, des ouvrages de traitement et de stockage d'eau (une tour de prise d'eau, une usine de production d'eau potable, un château d'eau) et pour le Lot2, un réseau de distribution dans la ville.

Le thème du stage porte sur l'assainissement de l'une usine de production d'eau potable (Lot1 à Banikani). Le site de Banikani se situe dans un bas fond du quartier qui est une zone marécageuse. Elle est confrontée à des difficultés d'évacuation des eaux pluviales et usées car en plus des apports dues au ruissellement des eaux pluviales, elle reçoit des eaux usées situé en amont du site. Il est donc nécessaire de mener une étude technique visant à assainir de l'usine de Banikani.

Ce problème vient s'ajouter au problème récurrent en matière d'assainissement dans la ville de Parakou. Sur l'ensemble de la ville de Parakou, l'étude d'état des lieux selon le ***rapport final du PDA (Plan directeur d'assainissement des eaux usées de Parakou) réalisé en 2015)***, a relevé que 62 % ménages disposent au moins d'un ouvrage d'évacuation des excréta qu'ils utilisent. Parmi les 38 % restant qui n'en disposent pas, il y a 27 % qui vont dans la nature. La gestion des eaux usées domestiques est particulièrement problématique dans les zones denses du centre-ville où 72 % et 64 % des ménages, respectivement, rejettent leurs eaux usées dans les caniveaux d'eau pluviale, dans les cours d'habitations ou les ruelles, pratiques inappropriées dans ces zones.

A la demande du maitre d'ouvrage (Société Nationale des Eaux du Benin **SONEB**), nous avons réalisé une étude d'avant-projet sommaire afin de proposer des solutions durables et économiques à ce problème.

La présente étude technique ‘d’assainissement intervient dans le cadre des études d’exécutions du projet de **Renforcement du système d’alimentation en eau potable de ville de Parakou**.

III.2. Etats des lieux

Dans la situation actuelle, nous remarquons le seul système d’assainissement qui mis en place est un réseau de collecte des eaux pluviales, celles ruisselant en bordure de voirie dans des caniveaux existants (CE1, CE2 et CE3) d’où elles se répandent vers l’usine (voir Figure 3). Par ailleurs, nous remarquons la non disponibilité d’ouvrages collecte ou de traitement des eaux usées de l’EFMS (des dortoirs, des restaurants, des logements du personnel d’éducation et des bureaux d’administration) qui sont directement rejetées vers l’usine. La figure suivante présente une illustration de l’état des lieux du site :

Figure 3 : Plan de masse du site

III.3. Objectifs de l'étude

a. Objectif général

L'objectif principal de cette étude est d'élaborer une note technique détaillée de plan d'assainissement de l'usine de production d'eau potable de Banikani en passant par la détermination des filières de traitement d'assainissement et le dimensionnement d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales.

b. Objectifs spécifiques

Spécifiquement il s'agira de :

- Concevoir et dimensionner un réseau d'évacuation d'eaux pluviales
- Concevoir et dimensionner une filière de traitement des eaux usées (système d'épuration des eaux usées) pour l'EFMS
- Faire un descriptif sommaire des coûts de réalisation des travaux

III.4. Données de base

Afin de pouvoir mener à bien cette étude, on se réfère sur les données issues du diagnostic du site. Pour les caniveaux existants, ils sont au nombre de 3 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Un caniveau existant CE1 situé au sud de la parcelle avec une section 60x60 cm² et une pente de 5%.
- Deux autres caniveaux existant CE2 et CE3 situé au côté nord de même section 60*60 cm² avec des pentes respectifs 3% et 1.5%

La création d'un réseau de récupération et d'évacuation des eaux pluviales va concentrer le rejet en un seul point.

Pour ce qui est du rejet des eaux usées, des enquêtes au sein de l'EFMS ont révélées le nombre de pensionnaire qui est de **350 personnes (330 étudiants à l'internat 20 employés permanents).** Le Circulaire n° 97-49 du 22 mai 1997 relative à l'assainissement non collectif indique des valeurs de consommation 'en eau en fonction du type d'agglomération. Ainsi, pour une école de type internat, le débit de consommation est fixé entre 150 et 75 l/jr. On estime pour notre cas que chaque pensionnaire consomme en moyenne 100 l d'eau par jour avec un taux de rejet des eaux usées est estimé à **90%** de la consommation journalière.

Comme données de base pour les traitements des eaux usées, nous disposons d'une surface exploitable de 2 590 m² avec une pente longitudinale moyenne de 3.6%.

Nous nous baserons également sur contextes règlementaires concernant le traitement des EU au Benin. Les textes réglementaires concernant le rejet des EU au Benin sont issus du décret ***N°2001-109 du 4 avril 2001 fixant les normes de qualité des eaux résiduaire en république du Benin***.

Le chapitre 4 relatif au rejet des eaux usées domestiques dont nous pouvons énoncer certains articles qui indiquent les exigences générales suivantes :

Article 18

« Les eaux usées domestiques ne peuvent être rejeter dans le milieu naturel qu'après avoir subi un traitement approprié de manière à éviter la pollution des nappes d'eau souterraines et des eaux douces, estuariennes et marines »

[…]

Article 19

« En zone urbaine, toutes les habitations doivent être relié à un système d'assainissement individuel ou collectif »

[…]

Article 23

Les eaux usées rejetées doivent satisfaire aux critères de qualité ci-après

- *DBO5 inférieur ou égal à 25 mg/l pour un pourcentage minimum de réduction de 70 à 90%*
- *DCO inférieur ou égal à 125 mg/l pour un pourcentage minimum de réduction de 75%*
- *MES inférieur ou égal à 35 mg/l pour un pourcentage minimum de réduction de 90% dans le cas d'une population de équivalente à 100 et MES inférieur ou égal à 60 mg/l pour un pourcentage minimum de réduction de 70%*
- *Un pH compris entre 6 et 9*

- *Une température supérieure d'un maximum de 1°C à la température des eaux réceptrices*

[…]

Article 26

« Le rejet des eaux usées domestiques dans les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales est interdit»

[…]

III.5. Généralités sur les eaux usees

Les eaux usées sont les eaux résiduelles d'une communauté ou d'une industrie, qui sont destinées à être rejetées après usage. Ce sont donc des eaux ayant perdu, par leur utilisation industrielle ou domestique, leur pureté initiale, et qui sont devenues impropres à d'autres utilisations de qualité.

Compte tenu du fait qu'elles contiennent de nombreuses charges polluantes. Elles sont collectées par des réseaux d'assainissement qui les acheminent vers les stations de traitement où elles subissent alors différents traitements ayant pour objectif la dépollution partielle du liquide.

Selon le Centre d'information sur l'eau (**C.I.Eau)**, on distingue trois "familles" d'eaux usées :

- **Les eaux pluviales** qui sont polluées de façon indirecte. C'est-à-dire, lors du ruissellement, elles se chargent d'impuretés au contact de l'air, lui-même chargé de particules polluées. De plus, en ruisselant, elle se mêle aux résidus déposés sur le sol tels que les huiles de vidange, les résidus de métaux lourds etc…
- Nous distinguons également **les eaux industrielles**, qui sont très différentes d'une industrie à l'autre. Elles peuvent contenir des produits toxiques.
- Enfin, **les eaux domestiques**, qui proviennent des différents usages privés. Elles sont essentiellement polluées par des éléments organiques. Elles sont généralement chargées de graisses, de détergents, de matières organiques et de germes.

La catégorie d'eaux usées à laquelle nous nous intéressons dans le cadre de notre étude est celle des EU domestiques en plus des apports provenant des ruissellements.

IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

Afin de mener à bien notre étude et d'atteindre les différents objectifs fixés au départ, nous avons divisé l'étude en deux volets

IV.1 Le volet A : Assainissement des eaux usées

Ce volet consiste essentiellement au dimensionnement d'un système de traitement des eaux usées en passant par détermination des pollutions en amont, jusqu'au choix du système en fonction de la synthèse faite sur des variantes proposée. Le diagramme de la méthodologie est décrit sur le schéma suivant :

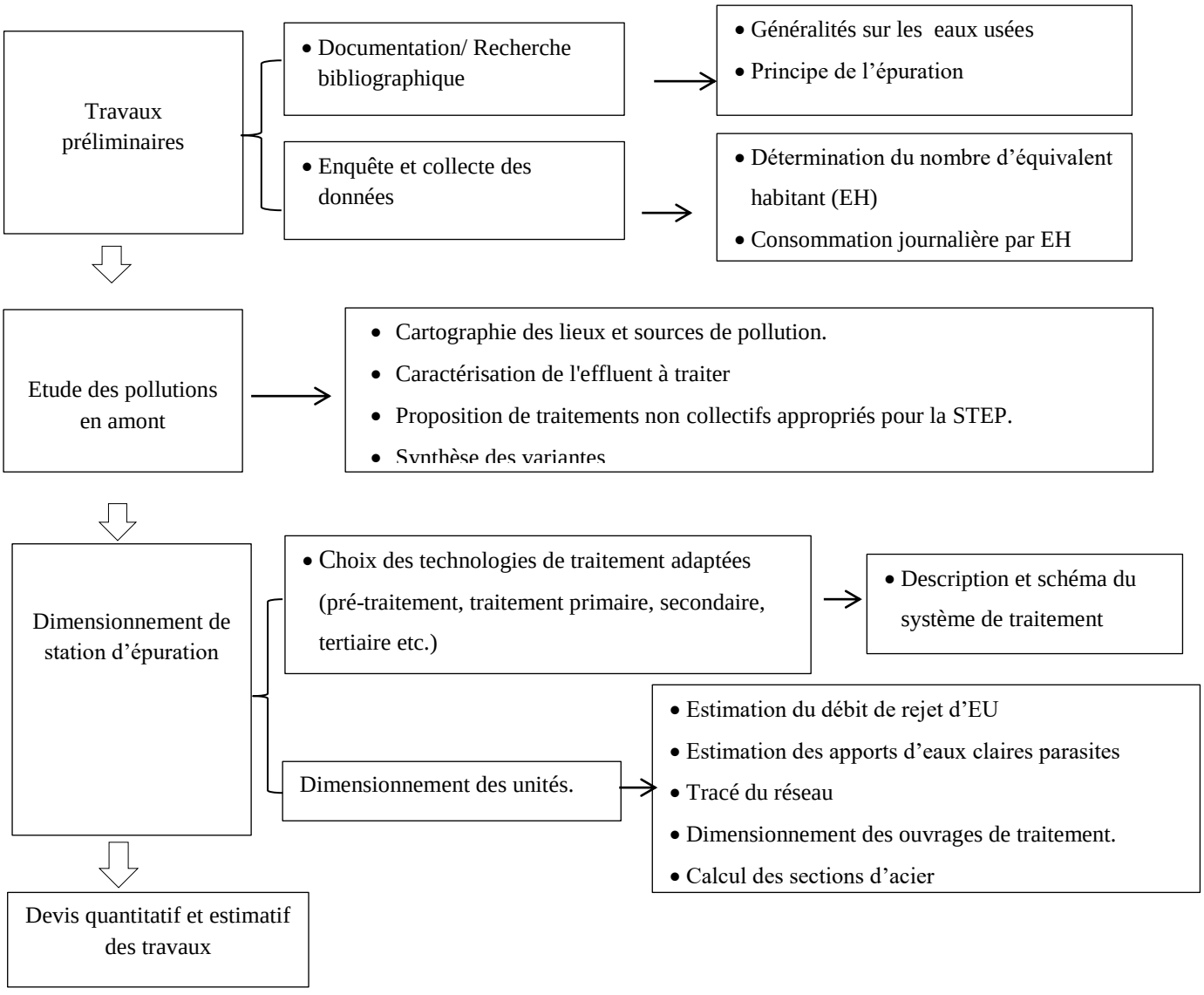


Figure 4 : Schéma de la méthodologie de l'étude de l'assainissement des EU

IV.2 Le volet Assainissement des eaux pluviales

L'essentiel de ce volet est la conception hydraulique d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales en se basant sur des données hydrologiques de la zone d'étude. La méthodologe est détaillée comme suit :

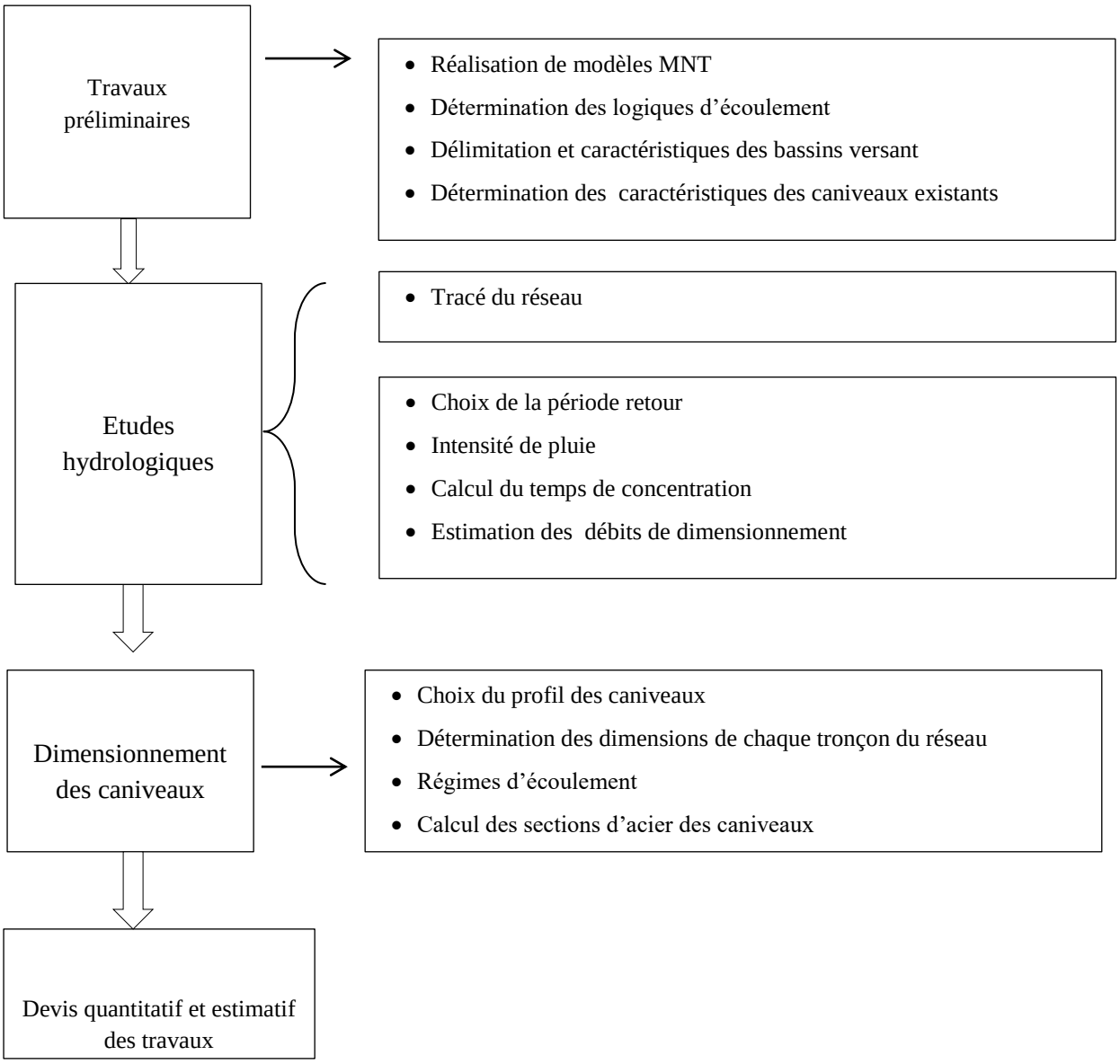


Figure 5: Schéma de la Méthodologie d'étude Assainissement EP

V. ETUDES TECHNIQUE D'ASSAINISSEMET DES EAUX USEES

V.1 Étude des pollutions en amont

V.1.1. L'implantation de la STEP

L'institut de formation (EFMS) Station d'eau potable STEP

Figure 6 : Image Satellite du site

Source : Google Earth (19/03/2017)

Le choix de l'emplacement de la STEP s'est fait en tenant compte de la disponibilité d'espace et de la proximité avec le point d'entrée des eaux usées sur le site de l'usine de traitement d'eau potable ce qui constitue un avantage certain en terme d'exécution et donc de coût de réalisation.

Le tableau suivant présente une synthèse des contraintes de la zone d'étude.

Tableau 1: Caractéristiques de la parcelle disponible pour la STEP

Situation foncière	Parcelle appartenant au maître d'ouvrage (SONEB)
Localisation	Au sud de l'usine de traitement de Banikani
Surface exploitable	2 590 m²
Pente moyenne du terrain	3.6%
Type de sol	Limono-Argileux (il n'existe pas de caracéristiques concernant l'infiltration)
Distance STEP par rapport à l'usine de traitement d'eau potable	5 mètres de la clôture de la clôture de l'usine de traitement Banikani

V.1.2. Caractérisation de l'effluent à traiter

Dans le cadre de notre étude, les charges polluantes provenant de l'institut de formation EFMS ont été déterminées, à partir des analyses des effectuées sur **18 échantillons** prélevés par temps sec dans le réseau d'évacuation des eaux usées de l'institut.

Ces analyses sont faites par le ***Laboratoire d'analyse des eaux de Parakou*** (Conf. Annexe 3) sur les paramètres physico-chimiques conformément aux Lois sur les rejets d'EU au Benin. L'ensemble des résultats des analyses d'eaux brutes de l'EFMS a été synthétisé dans le tableau suivant

Tableau 2 : Bulletin d'analyse des paramètres physico-chimique

Méthodes	**Paramètres**	**Concentrations**	**Unités**
Potentiométrie	Conductivité	443	µS/cm
	Température	27.4	°C
	pH	7.0	-
	Oxygène dissous	5.0	mg/L
Spectrophotométrie	Nitrites (NO_2)	1.0494	mg/L
	Ammonium (NH_4^+)	1.23841	mg/L
	Nitrates (NO_3)	36.52	mg/L
	Phosphore (P)	0.2475	mg/L
	Demande Chimique en Oxygène (DCO)	75	mg/L
Respirométrie	Demande Biochimique en Oxygène (DBO_5)	35	mgO_2/L
Gravimétrie	Matières en suspension (MES)	45	mgO_2/L
Minéralisation	Azote total Kjeldhal (NTK)	4.48	mgN/L

On remarque que la teneur en charges polluantes de certains paramètres est faible. Ceci s'explique par une possible présence d'eau claire parasite dans le réseau d'évacuation des EU de l'EFMS qui peut être due à une intrusion par infiltration dans la fosse septique.

Nous recommandons un diagnostic du réseau en amont afin d'éviter cette que les effluents ne soient en contact avec les eaux souterraines.

V.1.3. Proposition des types de traitements appropriés pour la STEP

Pour un système d'assainissement non collectif, il existe plusieurs modes de traitement des eaux usées. Les principaux critères à prendre en compte sont la quantité d'eau à traiter, le rendement souhaité de la station, les caractéristiques du site d'implantation et les coûts d'installation ou d'entretien.

Il existe différentes filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. Le choix d'une de ces filières dépend de différents impératifs technico-économiques et surtout de la quantité d'eau à traiter.

- Les tranchées ou lit d'épandage souterrain
- Les filtres avec épandage souterrain
- Les décanteurs digesteurs
- Le lagunage naturel
- Les filtres plantés de roseaux (à flux vertical ou horizontal)

V.1.4. Synthèse des variantes

Tableau 3 : Comparaison des filières de traitement

Technologies	Avantages	Inconvénients
Filtres avec épandage souterrain	- Installation compact - Les effluents ne sont pas rejetés dans le milieu nature	- Adapté qu'à des terrains proches de l'horizontal - Traitement ultérieur des boues récoltées - Restriction d'utilisation en fonction du type de terrain
Filtres avec épandage superficiel	- Traitement primaire pas nécessaire	- Peu esthétique - Risque de contamination du milieu environnant
Décanteurs digesteurs	- Faible coût de construction et d'entretien	- Rejet direct impossible - Peu esthétique

Lagunage naturel	- Rendements satisfaisant - Simplicité d'exploitation	- Inconstance du rendement - Ouvrages imposant - Peu esthétique
Lits d'infiltration percolation sur sable	- Grande capacité - Simplicité d'utilisation - Rendements satisfaisant - Faible coût de construction et d'entretient	- Efficacité du décanteur primaire à surveiller - Risque de colmatage - Nécessité de construire des ouvrages de génie civil
Filtres plantés de roseaux	- Excellents résultats sur la DBO5, la DCO et les MES - Nitrification poussée - Adapté aux variations de charges instantanées - Coûts de fonctionnement faibles - Simplicité et facilité d'exploitation - Visibilité de la distribution	- Construction étendue - Interventions d'entretien simples qui peuvent être assurées par un agent des espaces-verts (vannes à tourner et végétaux à entretenir).
Disques biologiques	- Adapté aux régions froides	- Maintenance spécifique devant être assurée par du personnel qualifié en électromécanique et en traitement de l'eau - Nécessité de construction d'un local pour abriter les bios disques

V.1.5. Nombre d'équivalent habitant EH

Dans le cadre de collecte de données pour notre étude, nous avons obtenu le nombre d'habitant au sein de l'école de formation qui est de 350 habitants.

L'équivalent habitant EH est l'unité de mesure permettant d'évaluer la capacité d'une station d'épuration. Elle se base sur la quantité de polluants émis par une personne dans une journée. La directive européenne du 21 mai 1991 définit l'EH comme « la charge organique biodégradable ayant une demande biochimique en oxygène à 5 jours **(DB05) de 60 grammes d'oxygène par jour ».**

Le guide ERU du MEDDE (Morin, et al, 2013) considère que « dans les petites communes sans activités industrielles raccordées, un habitant produit 40 g de DBO5/j ».

- $\text{Production DBO5} = \text{Pop} \times 40\ \text{g/j}$

$$\text{EH} = \frac{\text{Production DBO5}}{60}$$

Nous obtenons un total de 233 EH

V.1.6. Choix de la filière de traitement

Le choix technologique de la filière de traitement se fait au regard des contraintes locales, tout en respectant trois critères essentiels à savoir : la pertinence, l'efficacité et l'efficience.

Compte tenu du fait que l'un des principaux inconvenants du projet est la faible disponibilité en main d'œuvre d'exploitation et en source d'énergie, nous privilégieront les STEP dites "rustiques" à savoir : Filtres plantés et Lagunage aéré

La figure ci-dessous nous donne une orientation sur le choix de la filière de traitement adaptée à notre cas.

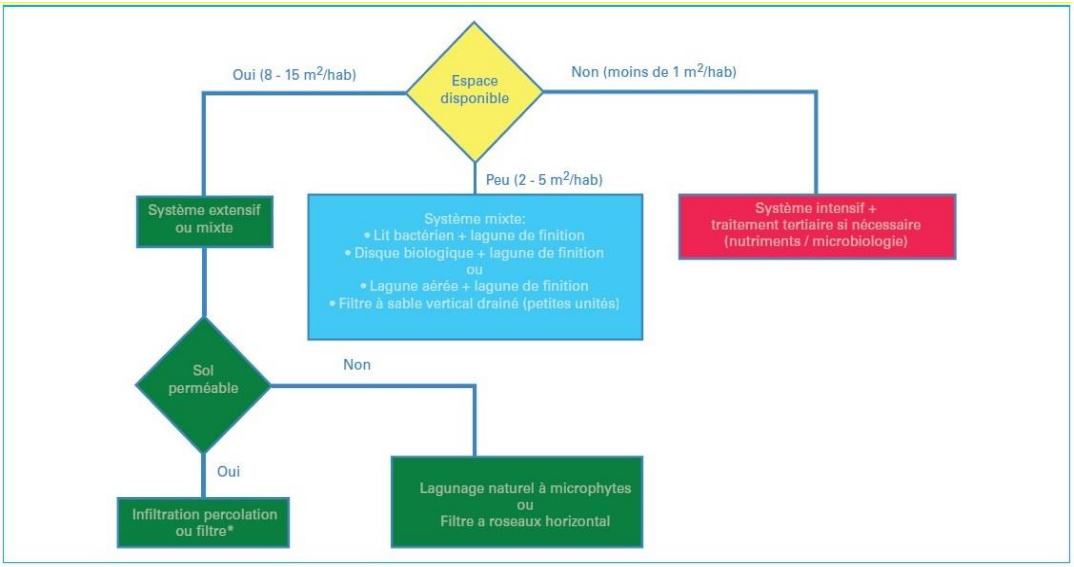


Figure 7 : Arbre de décision pour le choix des filières d'épuration

Source : Techniques de l'ingénieur c5220, Traitement des eaux résiduaires des agglomérations - Concepts et relevage, Jean-Marc BERLAND, 10/02/2014

- Pour la réalisation de la STEP, nous disposons d'une surface exploitable de 2 590m².
- Nous souhaitons mettre en place une filière de traitement pour 233 EH, ce qui donne une emprise foncière de 5.75 m²/EH.

En sus des éléments cités précédemment, nous retenons deux types de traitement adaptées à notre cas d'étude. Il s'agit : du traitement par lagunage aéré et celui par les filtres plantés de roseaux à écoulement vertical. En tenant compte du ***tableau 3 : Comparaison des filières de traitement*** et des contraintes du projet, nous optons pour un traitement grâce aux filtres plantés de roseaux à écoulement vertical par les précédé des ouvrages de pré-traitement qui sont constitué d'un dégrilleur et d'un dessableur.

Les principales caractéristiques ce procédé sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Performance des filtres plantés de roseaux

Equivalents Habitants	50 à 2 000 EH
Variation de Charge hydraulique	2 à 5 cm sur toute la surface du massif filtrant
Rendements	- 90 à 80% sur la DBO_5 et les MES - 85% sur la DCO - 70% sur le phosphore total Pt - 50 à 60% sur l'azote NTK

Source : IRSTEA (L'Institut National de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture), Guide dimensionnement des filières de traitement des EU.

De plus, il faut noter qu'une partie des eaux pluviales appelées «eaux parasites» sont susceptibles d'être collectées dans la STEP en même temps que les eaux usées. Cela pourrait causer un surdébit et endommager la STEP.

Ainsi, il est prévu de réaliser un déversoir d'orage à l'entrée de la STEP afin de dévier ces eaux claire parasite.

V.1.7. Principe de fonctionnement et schéma de la filière de traitement

L'originalité de cette procédure est le traitement conjoint des eaux usées et des boues dans un même système. Les eaux usées brutes, subissent premièrement un dégrillage grossier et un dessablage. Puis l'effluent percole verticalement à travers un lit granulaire (massif filtrant). Les matières en suspension MES contenues dans l'effluent sont retenues sur la couche de granulats la plus fine, à la surface de l'ouvrage.

Cette filtration permet la rétention physique des matières en suspension, d'où une accumulation de boues théorique d'environ **15 mm** par an, à capacité nominale (***OIE**-2008*).

Après le pré-traitement, l'alimentation du FVP est assuré par un système de bâchée. On distingue deux la phase alternatives pour le fonctionnement du filtre (*Guide de dimensionnement des filières de traitement des EU* - ***IRSTEA***) :

- Une phase d'alimentation pendant 3 à 5 jours où les eaux alimentent un seul filtre par étage,
- Puis une phase de repos, dont la durée est supérieure ou égale à celle de la phase d'alimentation. Pendant ce temps, la population bactérienne va s'autoréguler, contrôlant ainsi la biomasse produite.
- Les effluents ayant percolés à travers le massif filtrant seront collectés par un réseau de drainage. Puis ils seront évacués vers le milieu de rejet (exutoire).

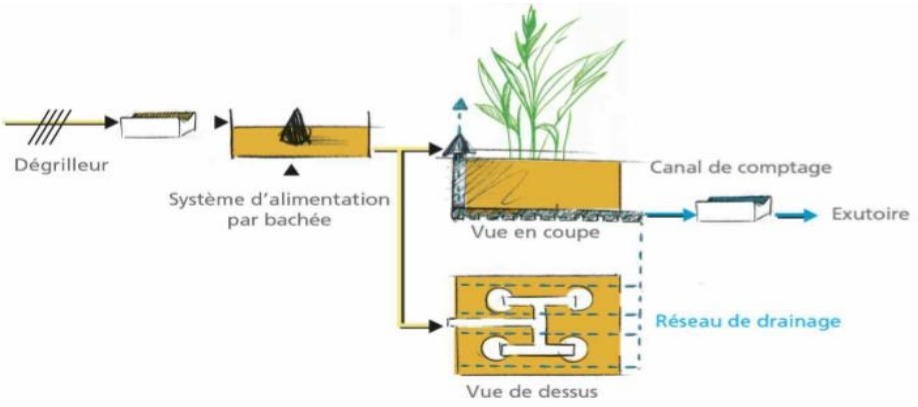


Figure 8 : Schéma du filtre planté de roseaux

Le système est conçu de manière à garantir une bonne oxygénation afin de favoriser les échanges de gaz et ainsi permettre l'infiltration des eaux usées. Les plantes présentes à la surface du filtre participent à cette oxygénation à travers leur rôle mécanique.

V.2 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

V.2.1 Calcul du débit à l'entrée de la STEP

V.2.1.1 Débit de pointe de rejet des eaux usées

Le débit de pointe est obtenu en affectant le débit moyen d'un coefficient C appelé coefficient de pointe. On déterminera le débit moyen en supposant une répartition de la valeur du rejet journalier. Ainsi le débit moyen instantané sera calculé avec la formule suivante

$$\mathrm{Q_{moy,hr}} = \frac{\mathrm{hbts} \times \mathrm{C_{jr}}}{24} \times \mathrm{T_r}$$

Avec $Q_{moy,hr}$: Débit moyen horaire

$hbts$: Nombre d'habitants

C_{jr} : Consommation journalière

T_r : Taux de rejet

Comme il a été énoncé en page 14, nous disposons d'une population de 350 pensionnaires. La circulaire n° 97-49 du 22 mai 1997 relative à l'assainissement non collectif indique des valeurs de consommation 'en eau en fonction du type d'agglomération. Nous prenons donc une consommation journalière de 100 litres par pensionnaire avec un taux de rejet de 90%.

Tableau 5 : Estimation du débit de rejet

conso	100	l/j
taux de rejet	90%	
Pop	350	
Débit_jr_pointe	4462,5	l/h
	1,240	l/s
	0,001240	m^3/s
	4,4625	m^3/h

V.2.1.2 Evaluation de la quantité des charges polluantes à traiter

Sachant que le débit de rejet journalier est de 94 500 l/jr, la quantité de charges polluante à traiter par jour est obtenue dans le tableau suivant.

Ces quantités sont obtenues par la formule suivante

$$\text{Charges polluates [g/jr]} = \text{Q [l/jr]} \times \text{Concentration [g/l]}$$

Tableau 6 : Quantités de charge polluantes à traiter

Paramètres	Charges polluante	
DBO_5	3307.5	[g/jr]
DCO	7087.5	[g/jr]
MES	4252.5	[g/jr]
NO_2	99.225	[g/jr]
NH_4^+	117.18	[g/jr]
NO_3	3449.25	[g/jr]
NTK	425.25	[g/jr]
Pt	23.625	[g/jr]

V.2.1.3 Estimation des apports parasites

En tenant compte de la topographie du terrain qui révèle une pente, nous supposons donc une présence d'eaux claires parasite due à l'écoulement des eaux de ruissèlement dans le réseau de collecte.

La présence d'importantes quantités d'eau claires parasite (ECP) dans les réseaux d'assainissement apparait comme une cause majeure du mauvais rendement des stations d'épuration.

L'élimination de ces ECP nécessite au préalable d'identifier leurs origines, de les quantifier et d'examiner leur impact réel. C'est l'objet des études hydrologique de la zone dont le résultat permet de définir le type d'interventions nécessaires pour assurer le fonctionnement normal du système d'assainissement.

a. Calcul du débit de ruissellement

A l'aide du logiciel COVADIS, nous évaluons le débit de ruissèlement des eaux pluviales grâce aux levés topographiques qui ont permis d'obtenir la surface (bassin versant) drainée dans les réseaux d'évacuation des eaux usées en cas de pluie ainsi que les courbes de niveau de la zone.

<u>Choix de la méthode de calcul</u>

Il existe deux méthodes couramment utilisées pour la détermination du débit de ruissellement à l'exutoire d'un bassin versant, en fonction des caractéristiques de celui-ci. Il s'agit de :

- **La méthode rationnelle**

C'est la méthode la plus utilisée car elle est basée sur le fait que le débit maximum est obtenu si la durée de la pluie est au moins égale au temps de concentration. Celle-ci est bien adaptée aux bassins versants de moins de 250 ha et dont la pente longitudinale moyenne est supérieure à 0,5 %. Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité de la pluviométrie et a tendance à surévaluer le débit de pointe. (Source : Fiche technique : Évaluation des débits de pointe pour les petits bassins versants agricoles)

Le débit maximum à l'exutoire d'un sous bassin par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{360} \times C \times i(t_c, T) \times A^{1-\varepsilon}$$

Avec : Q : Débit par temps de pluie

33C : Coefficient de ruissèlement

I = Intensité de pluie en fonction du temps de concentration tc et de la période retour T

A : La superficie du bassin versant

ε: Facteur d'ajustement, compris entre 0 et 0.05

- **Méthode de CAQUOT**

La méthode de CAQUOT est celle qui est couramment utilisée pour les bassins versants urbanisés. Elle est également adaptée aux bassins versants dont la superficie A ≤ 200 ha avec une pente moyenne 0,0065 < I < 0,014.

La formule est la suivante

$$\mathrm{Q}\,(T)\,(pour\ M = 2) = (T) * \mathrm{I}^{\mathrm{u(T)}} * \mathrm{C}^{\mathrm{V(T)}} * \mathrm{A}^{\mathrm{w(T)}}$$

$$K(T) = \left(\frac{a(T)}{6*(\beta+\delta)}\right)^{\frac{1}{1-b(T)*f}} \quad U(T) = \frac{C*b(T)}{1-b(T)*f} \quad v(T) = \frac{1}{1-b(T)*f} \quad w(T) = \text{Avec :}$$

Q (T) : Débit maximum à l'exutoire du BV, m3/s

M:$allongement\ du\ BV$, M =L/ √A où L:$plus\ long\ chemin\ hydraulique$

I : Pente moyenne du BV (m/m)

A : Surface du BV, ha

C : Coefficient de ruissellement

Les valeurs proposées (SIGHOMNOU 1986) :

$\beta + \delta$ = 1,40 ; = 0,05 ; μ = 0,19 ∗ M0,84 = 0,34 ; = −0,41 ; = 0,507 ; f = −0,287

Une correction (m) devra être appliquée à la valeur trouvée si M est diffèrent de 2.

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.84\left(\frac{b(T)}{1-b(T)*f}\right)}$$

$(\boldsymbol{T})\ \boldsymbol{pour\ M \neq 2} = \boldsymbol{m} * (\boldsymbol{T})$ P$\boldsymbol{our\ M = 2}$

b. Choix de la méthode

Pour le choix de la méthode de calcul, nous utiliserons la méthode de CAQUOT pour plus de sécurité, car on constate qu'elle donne un débit maximum à l'exutoire du bassin versant contrairement à la méthode rationnelle. Nous remarquons également que les caractéristiques de notre bassin versant correspondent aux conditions d'application énoncés pour la méthode de CAQUOT.

c. Temps de retour

La période de retour est le temps statistique entre deux occurrences d'un évènement naturel d'une intensité donnée. Elle permet de fixer le degré de sécurité de l'ouvrage. Le site est situé dans une zone urbaine. Par conséquent on a choisi une période de retour de 10 ans pour mieux protéger nos ouvrages. [CRES F.N., 2001]

La pluie de projet est issue de l'ajustement de MONTANA qui donne les coefficients de Montana suivants pour la ville de Parakou **: a =7.5 et b = 0,4** *(Source : Tableau 7 : IGIP rapport d'étude d'assainissement dans Abomey Calavi, Novembre 2007)*

Tableau 7 : Estimation du débit d'eaux claires parasites

Superficie	1,5	ha
Coeff_Ruissellement	0,7	
Long_Ch_Hydrau	247	m
Pente_moy	0.05	
m	0,14	
M	2016,75	
U(T)	1,37	
V(T)	1,13	
W(T)	0,19	
K(T)	0,87	
Débit_Qecp	0,78	m^3/s

$$Q_{Amont} = Q_{EU} + Q_{ecp}$$

$$Q_{Amont} = 0.784\ m^3/s$$

V.3 Dimensionnement des unités de traitement

L'objectif de cette étape est d'éliminer les éléments les plus grossiers pouvant causer des dommages aux équipements de la station ou empêcher son fonctionnement. La première étape est le dégrillage. L'eau passe au travers un système de grille qui retient les gros éléments. Ensuite le dessablage débarrasse l'eau usée des sables et graviers par décantation. L'eau circulant à faible vitesse dans une cuve de dessablage permet le dépôt du sable dans le fond.

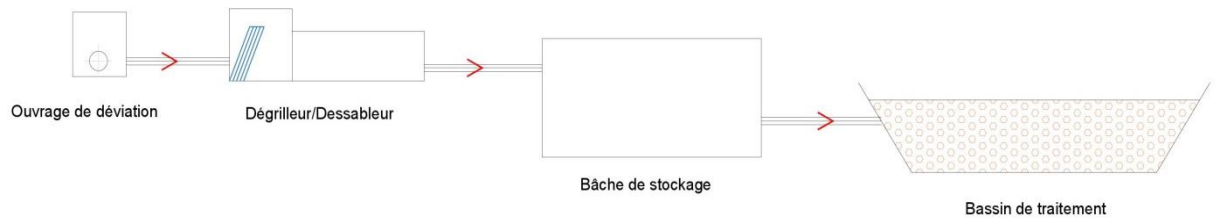


Figure 9 : Schéma synoptique du système

V.3.1 Le déversoir d'orage

« Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Ils sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie ». (Chocat 1997).

Cet ouvrage permettra de réguler le débit à l'entrée de la STEP et d'évacuer dans le même temps les eaux claires parasites en cas de pluie.

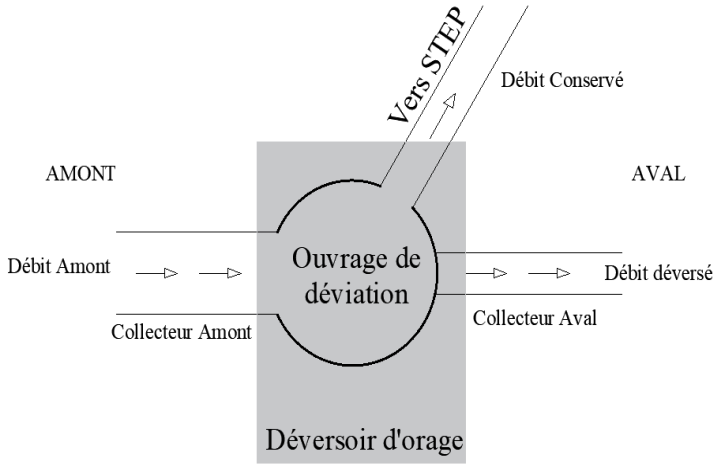


Figure 10 : Vue en plan Ouvrage de déviation

Le collecteur aval dont le rôle est d'évacuer les eaux claires parasite est dimensionné en fonction du débit d'eau pluvial, ce qui correspond dans le cas présent au débit à déverser comme indiqué sur la figure ci-dessus.

La différence entre la cote du collecteur amont et celle du collecteur aval correspond à la lame d'eau conservée qui sera conduit vers la STEP.

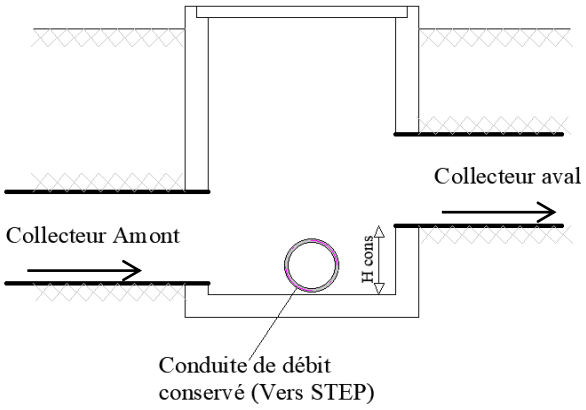


Figure 11 : Coupe ouvrage de déviation

Avec $\mathbf{H_{cons}}$ = Lame d'eau conservé [m]

Le dimensionnement du déversoir d'orage implique la détermination de la cote des collecteurs amont et aval et du diamètre de la conduite de récupération des eaux usées.

$$H_{cons} = Z_{Coll_aval} - Z_{Coll_amont}$$

$$\text{Donc } H_{cons} = D_{int_EU}[m]$$

Calcul du diamètre de la conduite de récupération des eaux usées

- Débit conservé $Q_{Cons} = Q_{Eu}$
- $Q_{Amont} = Q_{EU} + Q_{ecp}$
- $Q_{déversé} = Q_{ecp}$
- $D\ [mm] = \left[\frac{4^{5/3} * Q_c}{\pi * K * \sqrt{I}}\right]^{3/8}$

  Avec D : Diamètre intérieur [mm]

  Qc : Débit conservé [m^3/s]

  K : coefficient de Rugosité des parois, $k = \frac{1}{n}$ avec n = 0.007 pour les conduites en PEHD

I : Pente

Tableau 8 : Diamètre des ouvrages de déviation

	Débit [m^3/s]	Long [m]	Pente	Rugosité	Diamètre th [mm]	DN_int [mm]	Vitesse_[m/s]
Coll. amont	0,783	38	0,003	142.86	653.144	700	0,997
Coll. EU	0,002	21	0,036	142.86	44.564	80	0,419
Coll.Aval	0,781	135	0,003	142.86	652.483	700	0,994

V.3.2 Ouvrages de pré-traitement

a. Le dégrilleur

Le dégrilleur permet de protéger l'ouvrage contre l'arrivée intempestive de gros objets flottants et de particules volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et créer des colmatages.

Compte tenu du faible débit à l'entrée de la STEP et des contraintes liés à la maintenance, le système de dégrillage à mettre en place doit être manuel et autonome. Pour cela, nous utiliserons un panier de dégrillage.

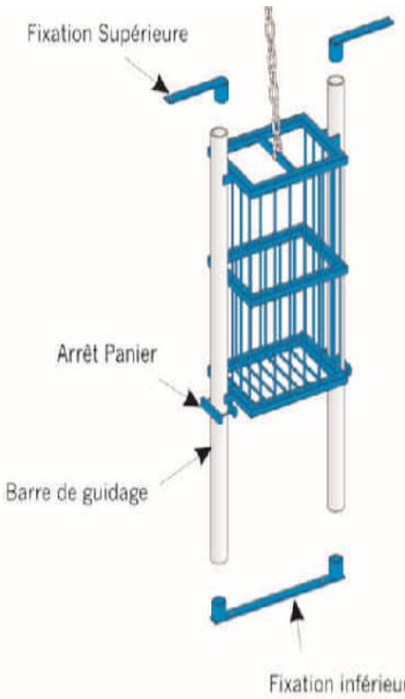


Figure 12 : Panier de dégrillage manuel

Nous choisissons un dégrilleur manuel qui retiendra les particules dont les dimensions sont supérieures ou égales à 10 mm

- **Démarche de calcul**

Le but de cette démarche est de déterminer les dimensions du dégrilleur, le colmatage et la perte de charge à travers la grille. Puis à partir des dimensions obtenues, nous ferons le choix dans le catalogue de grille. Pour ce faire, on se fixe des paramètres de conception

- Espacement entre les barreaux e = 10 mm
- Epaisseur des barreaux = 8 mm
- Grille manuelle donc coefficient de colmatage C = 0.1
- Vitesse maximale de passage à travers la grille V = 0.6 m/s
- Angle d'inclinaison de la grille $\theta = 90°$

On procède par les calculs suivants

- La superficie ouverte $= \frac{Q_{moy\ EU}\ [m3/s]}{V\ maxi\ de\ passage\ [m/s]}$
- Largeur ouverte $= \frac{Superficie\ ouverte}{Diamètre\ collecteur\ EU \times Colmatage}$
- Nombre d'espacement entre les barreaux $= \frac{Largeur\ ouverte}{Espacement\ entre\ les\ barraeaux}$
- Nombre de barreaux = nombre d'espacement entre les barreaux – 1
- Largeur totale = Largeur ouverte + (épaisseur des barreaux * nombre de barreaux)
- Pertes de charge à travers la grille $\Delta h = \beta . \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} . \frac{V^2}{2g} . \sin\theta$

  Avec w = Epaisseur des barreaux

  B = Espacement entre les barreaux

Tableau 9 : Coefficient de forme des barreaux β

Formes	**Coefficient de forme β**
Rectangulaire à bord tranchant	2.42
Rectangulaire avec une face amont semi-circulaire	1.83
Circulaire	1.79
Rectangulaire avec les faces amont et aval semi-circulaire	1.67
Forme de lame	0.76

La forme des barreaux sera rectangulaire à bord tranchant, donc $\beta = 2.42$

Les caractéristiques de dégrilleur sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 10 : Caractéristiques de la grille

Surface Ouverte	0.0016	m²
Largeur Ouverte	0.135	m
Nbre d'espacement	14	
Nbre de barreaux	13	
Largeur totale	0.24	m
Pertes de charge	0.038	m

Compte tenu des dimensionnions obtenues, nous convenons de mettre en place un panier de dégrillage manuel choisis dans le catalogue Motralec dont les caractéristiques correspondent aux valeurs du dimensionnement :

Tableau 11 : Caractéristiques du dégrilleur

Capacité	27 litres
Matériaux	Acier Inoxydable 304L
Poids à vide	6.5 kg
Entrefer	1 cm
Coefficient de vides	0.56
Dimensions L*l	300*200 mm
Hauteur	45 cm
DN max à l'entrée	380 mm

b. Le dessableur

Son but est de retirer les sables et graviers de l'effluent à traiter afin d'éviter les risques d'abrasion des équipements, le colmatage des conduites et les dépôts dans les ouvrages en aval. Les sables retenus sont stockés à la base de l'ouvrage avant d'être repris manuellement ou par pompage.

Hypothèses de calcul

- Vitesse d'écoulement horizontale dans le déssableur $V_h = 0.30\ m/s$
- Diamètre minimal de la particule à retenir $\emptyset = 0.2\ mm$
- Vitesse ascensionnelle Va = 10 m/h

Les dimensions du déssableur sont obtenues par les formules suivant

- Surface horizontal $s = \frac{Q_{tps,sec}}{V_a}$ (m²)
- Choix du rapport L/l, il est recommandé entre 2 et 3. On prendra L/l = 3
- Largeur $l = \sqrt{\frac{Surface}{Rapport\ L/l}}$
- Longueur $L = \frac{Surface}{Largeur}$
- Temps mis par la particule entre l'entrée et la sortie du déssabeur $T_s = \frac{V_h}{L}$
- La hauteur de chute h (m) dans le déssableur doit être tel que h/Vs < L/Vh, donc le tirant d'eau h < Ts x Vs

Les caractéristiques du dessableur sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 12 : Dimensions du dessableur

Longueur [m]	1,450
Largeur l [m]	0,500
Profondeur finie h [m]	0,15
Surface horizontale [m²]	0,725

V.3.3 Dimensionnement de la filière de traitement

Pour le traitement par les filtres plantés de roseaux, les procédés utilisés sont d'ordre biologique. Ils consistent en la création d'un système artificielle du principe d'autoépuration naturelle de l'eau. Cette technique utilise les cultures végétales pour dégrader les matières organiques. Ces cultures sont fixées librement sur des systèmes permettant une filtration lente des eaux usées au sein d'un milieu granulaire fin dans un bassin.

V.3.3.1 Dimensionnement des filtres

- **Hypothèses de calcul**
  - Nombre d'équivalent habitant : 233 EH
  - Surface de filtration : 0.8 m²/EH
  - Géométrie du filtre : rectangulaire
  - On compte 1 diffuseur pour 50 m²

Tableau 13 : Dimensions du filtre

Surface théorique totale	190	m²
Nbre de filtre	2	
Surface par filtre	95	m²
Largeur filtre	8	m
Longueur filtre	11.8	m
Nbre théorique de diffuseur	1.9	
Nbre de diffuseur retenu/filtre	2	

V.3.3.2 Bâche de stockage

Nous dimensionnons ainsi une bâche de stockage pour l'alimentation des filtres. Dans notre cas, le dimensionnement de la bâche devra permettre une alimentation correcte. Ainsi, pour chaque filtre, l'alimentation se fait pendant une durée de **3,5 jours** soit exactement 2 interventions par semaine, Selon l'IRSTEA.

Le volume de la bâchée est obtenu selon les règles suivante :

- Débit d'alimentation minimal : 0,5 m3/h par m² de filtre
- On compte un diffuseur pour 50 m² afin d'obtenir la répartition optimale de l'effluent sur le filtre
- Charge maxi sur le filtre $H_{max} = 5\ cm/m^2$
- Charge minimale sur le filtre $H_{min} = 2.5\ cm/m^2$
- Volume de bâchée $= H_{max} \times S_{filtre}$
- Rapport S/h = 3 avec $1.5 \leq$ h[m] ≤ 2, nous prendrons h = 1.5 m

Tableau 14 : Dimensions de la bâche de stockage

Volume mini de la bâchée		2.37	m3
Volume maxi de la bâchée		4.75	m3
Débit d'alimentation du filtre		13.2	l/s
Débit par diffuseur		6.6	l/s
Dimensions de la bâche	Hauteur	1.5	m
	Diamètre	2.1	m

V.3.3.3 Siphon auto-amorçant

Compte tenu du fait que l'une des contraintes du projet est la non disponibilité d'une main d'œuvre permanente et de source d'électricité. Nous décidons de mettre en place un système rustique capable de se déclencher à tout moment de façon automatique sans intervention extérieur.

L'alimentation gravitaire par bâchées sur les filtres est obtenue par une chasse à siphon auto-amorçant, spécialement conçue pour les eaux brutes. Cet équipement permet la vidange complète de la bâche pendant un temps court et d'envoyer les effluents sur la surface du massif sélectionné. Les avantages principaux de cette chasse sont :

- Système autonome
- Vidange complète de la cuve,
- Facilité d'exploitation,
- Pas de risque de colmatage des flotteurs,
- Réglage aisé du volume de la bâchée,
- Hauteur de fonctionnement réduite et faible perte de charge.

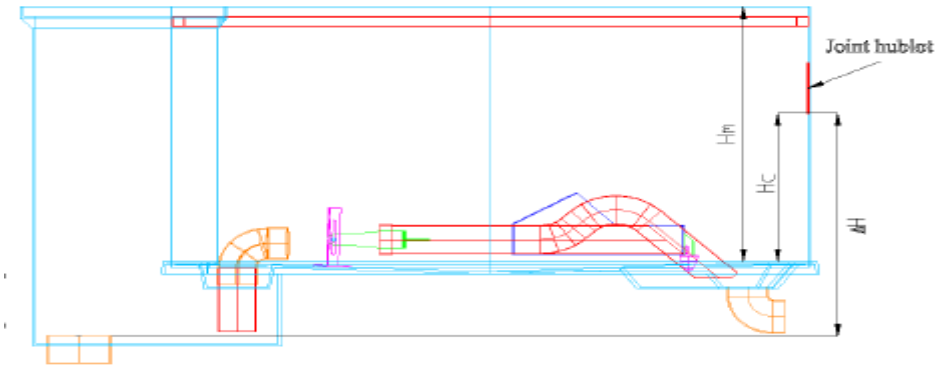


Figure 13 : Siphon auto-amorçant

A l'aide du catalogue d'un fournisseur en équipement hydrauliques Alistep, nous choisissons l'équipement de chasse d'eau en fonction du débit d'alimentation du filtre qui est de 48 m^3/h.

Les caractéristiques de cet équipement sont les suivantes :

Tableau 15 : Caractéristiques du Siphon-auto-amorçant

Model de chasse	88.9N-E1
Matériau	Acier Inox 340L
Diamètre à l'arrivée	200 mm

Diamètre de départ		160 mm
Hauteur ajustable	Hauteur du mur Hm	150 cm
	Hauteur critique Hc	80 cm
Revanche		20 cm
Charge admissible dans le regard de répartition		20 cm

V.3.3.4 Réseaux de conduites

- **Réseau d'alimentation**

Ce réseau est constitué de conduites reliant la bâche de stockage aux massifs filtrant. Compte tenu du fait qu'une partie du réseau n'est pas enterré et que les effluents résiduaires urbaines sont corrosives, il sera entièrement en **Inox 316L** afin de garantir une grande longévité (résistance aux UV (attaque du soleil) et aux eaux usées).

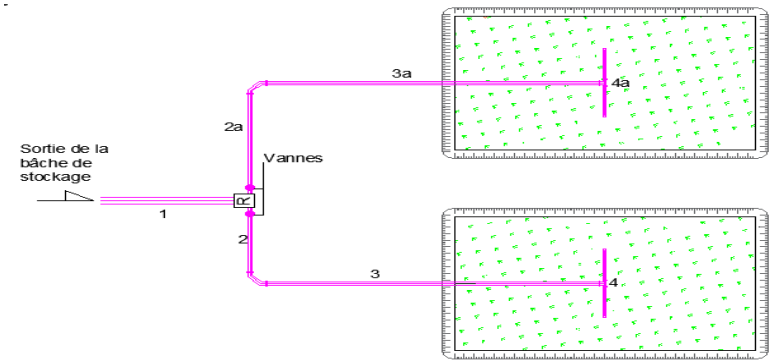


Figure 14 : Schéma du réseau d'alimentation

Les conduites d'alimentation sont placées à une hauteur de **30 cm** au-dessus de la surface des filtres pour prévoir l'espace de la couche de matières accumulées qui peut atteindre une hauteur de 15 à 20 cm jusqu'au moment du curage (environ 1.5 cm par an).

Un socle en béton est placé juste en dessous du point d'alimentation pour casser le flux et permettre une distribution de l'eau la plus homogène possible dans tout le filtre et éviter que le lit ne soit creusé par le jet d'eau (zone anti affouillement).

La condition de vitesse requise sur chaque tronçon est de :

- Vmax = 1.4 m/s
- Vmin = 0.6 m/s

Tableau 16 : Diamètres des conduites d'alimentation

Tronçons	Long [m]	Débit [m3/s]	D_int_[mm]	DN_[mm]	Vitesse_reelle_[m/s]
1	2,08	0.0132	109.54	125	1.08
2	4,11	0.0132	109.54	125	1.08
3	31,08	0.0132	109.54	125	1.08
4	3,9	0.00659	77.46	80	1.04

L'ensemble du réseau sera en INOX 304L afin d'éviter les risques liés aux rayonnements solaire et préserver la durabilité des conduites.

- **Réseau de drainage**

Ce réseau permet l'évacuation des eaux de percolation dans le massif filtrant. Il est situé dans la partie inférieure (la base) du filtre et est constitué de drains et de collecteurs.

Le réseau de drainage est relié à ses extrémités à l'atmosphère par des tubes droits formant des évents et couverts d'un chapeau. C'est le passage qu'emprunte l'air contenu dans le massif et chassé lors d'une bâché. L'ensemble du réseau est constitué de tubes en PVC), DN100 minimum. Les tubes sont perforés de 7 à 10 mm sur un tiers de la de circonférence large à tous les 10 cm, du tube (voir Figure). Les entailles sont orientées vers le bas afin d'éviter le colmatage des ouvertures.

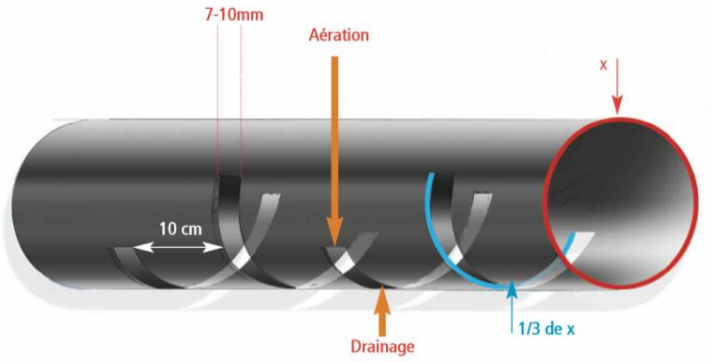


Figure 15 : Conduite de drainage

La densité des drains se calcule à partir de la surface des filtres et doit être supérieure à **0,25 mètres** linéaire par m² de filtre. (Source : ***IRSTEA***).

Tableau 17 : Caractéristiques des drains

Hypothèse	0,25 ml par m²		
Long_tot/filtre	23.75	ml	
Nbre de drain/filtre	3		Suivant la largeur du filtre
Long_collecteur	12	ml	Suivant la longueur du filtre

Nous convenons d'ajouter un drain supplémentaire à l'extrémité de chaque filtre afin de reprendre l'ensemble des eaux de percolation et éviter ainsi tout risque de stagnation au fond du filtre. L'ensemble des drains de chaque filtre est connecté à un collecteur permettant d'évacuer les effluents vers l'exutoire.

V.3.3.5 Le massif filtrant

Le massif filtrant des filtres de plantes à écoulement vertical est constitué de 3 couches de granulats avec des granulométries et des épaisseurs différentes. Nous avons :

- **La couche filtrante**

C'est la première couche qui reçoit les eaux pré-traitées. Avec une épaisseur allant de **30 à 80 cm**, cette couche permet la rétention des particules solides et sert de support pour le développement de la biomasse épuratrice. Elle est composée de graviers de diamètre allant de 2 à 6 mm présentant un coefficient d'uniformité (CU) inférieur à 5.

- **La couche de transition**

Cette couche permettra d'acheminer les effluents de la première couche vers le fond du filtre (sur la couche de drainage). Elle sépare les deux couches en empêchant la migration des graviers fins de la couche filtrante dans la couche drainante. L'épaisseur varie de 10 à 20 cm, elle est définie à partir de celle de la couche filtrante et de la règle de transition granulométrique suivante, dérivée des règles de Terzaghi :

d15 couche de transition ≤ 5 x d85 couche filtrante

Les granulométries des couches supérieures et inférieures amènent généralement à du gravier 5/20 mm.

- **La couche drainante**

Placée au fond filtre, c'est la dernière couche du processus de filtration. Elle est parcourue par le réseau d'aération-drainage qui récupère et évacue les effluents traités. Son épaisseur est comprise entre **10 et 20 cm**. Elle est composée de graviers grossiers de **20 à 60 mm**. La règle de TERZAGHI énoncée plus haut est aussi de rigueur.

La hauteur des couches influe sur l'abattement des charges polluantes. En effet, l'augmentation de hauteur de la couche filtrante à 80 cm avec la mise en place d'un drain intermédiaire à 40 cm permet d'atteindre 90 % d'abattement et 100 mg/L en DCO, 85 % et 15 mg/L en NTK et de franchir la barre des 25 mg/L de MES. Un deuxième étage de traitement peut être nécessaire pour garantir des niveaux de rejet très faibles. Par exemple, placer un fond saturé sous un filtre avec 80 cm de couche filtrante semble prometteur et pourrait permettre d'atteindre d'excellentes performances : 90 % d'abattement en DCO et en MES, 85 % en NTK et 60 % en NT.

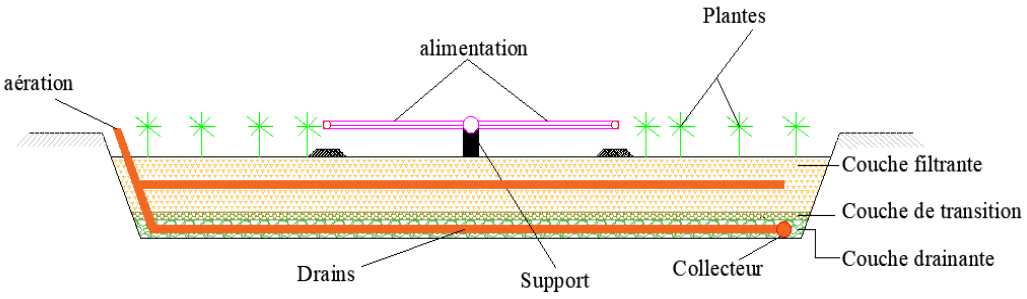


Figure 16 : Coupe transversale du filtre à écoulement vertical

Le massif filtrant sera mise en place dans bassin en béton armé pour assurer l'étanchéité des filtres et éviter le contact entre les granulats et le sol naturel.

Le tableau suivant renseigne sur la taille des granulats et l'épaisseur des couches de filtration à mettre en place pour notre cas d'étude.

Tableau 18 : Caractéristiques du massif filtrant

Couches	**Epaisseur (cm)**	**Diamètre des grains (mm)**	**CU**
Couche filtrante	70	2/6	≤ 5
Couche de transition	10	5/20	
Couche drainante	20	20/60	

V.3.3.6 Les plantes végétales

L'action mécanique des plantes est essentielle aux filtres grâce à l'oxygénation et au développement de la biomasse bactérienne.

En ce qui concerne le choix et le rôle des plantes l'espèce de plante la plus couramment utilisée est le **roseau commun (Phragmites communis ou Phragmites australis)** qui possède de nombreux avantages. Par contre on remarque que ces végétaux ne poussent pas en Afrique.

Une étude réalisée par des chercheurs de l'institut de recherche en sciences appliquées et technologies du Burkina Faso « *M. KONE et al / Int. J. Biol. Chem. Sci. 5(1): Sur le traitement des eaux résiduaires urbaines par filtres plantés à flux vertical sous climat Soudano-Sahélien* » en 2011, cette étude a consisté en la comparaison de deux espèces tropicales, afin d'apprécier leurs performances épuratoires. Il s'agit de **l'Androgopon gayanus** et le **Vetiveria nigritana**

Selon M. KONE et al / Int. J. Biol. Chem. Sci, les rendements sur la DCO de 90 et 94% ont été observés respectivement pour le filtre planté d'A. gayanus et celui planté de V. nigritana, alors qu'en termes de DBO_5, les deux réacteurs s'équivalent avec des rendements moyens de 97,3 et 97,5%. et le V. nigritana est plus résistant face au stress hydrique tandis que A.gayanus offre de meilleures capacités épuratoires par un prélèvement plus important de nutriments (N et P) et sur l'élimination de la pollution carbonée en termes de charges rejetées.

NB : Pour notre cas, l'espèce que nous utiliserons est le **Vetiveria nigritana**

La densité de plantation est de 4 plants par m^2 environ. Leur multiplication peut être rapide, de l'ordre de 200/m^2 en 2 - 3 ans (source : *Guide de dimensionnement des filières de traitement des EU* - ***IRSTEA***)

Les deux filtres comporterons chacun **380 plantes de roseaux** soit un total de **760 plantes** pour l'ensemble du système.

V.4 Structure des ouvrages

Les sections d'acier sont obtenues sur la base des hypothèses suivantes :

- Poids volumique de l'eau Yw = 10 kN/m^3
- Poids volumique du béton Yb = 25 kN/m^3
- Poids volumique des granulats Yg = 16 kN/m^3

- Poids volumique du sol Ys = 18 kN/m^3 (SOGEA SATOM, rapport d'étude géotechnique du site de Banikani, Février 2018)
- Portance du sol : $\sigma_{sol} = 0.25$ Mpa
- Classe d'étanchéité A
- Fc28 = 30MPa
- Nuance de l'acier Fe 500
- Calcul des de la section d'acier à l'ELU.

$$\text{Ast}\,[\text{cm}^2] = \frac{\text{Mu}}{\text{Zu} * \sigma_{st}}$$

L'ensemble des dimensions des ouvrages de pré-traitement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Dimensions des Ouvrages

Désignation	Longueur [m]	Largeur [m]	Hauteur [m]	Epaisseur parois [cm]
Bâche de stockage	Ø 2.10 m	-	1.7	15
Poste de dégrillage	1.5	0.8	1	10
Déssableur	1.5	0.5	0.2	10

Avec ces dimensions et les hypothèses citées précédemment, les sections d'aciers obtenues sont les suivantes

Tableau 20 : Section d'acier des ouvrages

Désignation		Section théorique [cm²]	Section Nominale [cm²]	Aciers principaux	Espacement [cm]	Aciers de répartition	
						Section [cm²]	Esp [cm]
Bâche de stockage	Dalle	1.51	2.01	4HA8	25	4HA8	25
	Parois	3.27	3.93	5HA10	20	4HA8	25
	Radier	0.82	2.01	4HA8	25	4HA8	25
Poste de dégrillage	Dalle	0.53	2.01	4HA8	25	4HA8	25
	Parois	1.08	2.01	4HA8	25	4HA8	25
	Radier	0.46	2.01	4HA8	25	4HA8	25
Déssableur	Parois	0.77	2.01	4HA8	25	4HA8	25
	Radier	0.29	2.01	4HA8	25	4HA8	25

Bassins	Radier/nappe	1.87	3.14	4HA10	25	4HA10	25

V.5 Performances théoriques attendus

D'après l'IRSTEA, la configuration la plus simple garantit des performances au-delà du minimum réglementaire (75 %, 80 %, 80 % et 60 % d'abattement respectivement pour DCO, DBO5, MES et NTK avec des concentrations de sortie inférieures à 125 mg DCO/L). L'abattement de la teneur en Phosphore total [Pt] commence à partir d'une valeur ≥ 70% pendant les premières années pour se stabiliser autour de 30 à 40%. En fonction des besoins et des contraintes, les filtres plantés à écoulement vertical peuvent être adaptés pour garantir un traitement du carbone supérieur à 95 %.

Donc pour notre STEP, nous aurons des rendements minimum de :

- 80% sur la DBO_5
- 80% sur les MES
- 75% sur la DCO
- 70% sur le phosphore total Pt
- 50 à 60% sur l'azote NTK

Les charges à la sortie des filtres sont obtenues par les formules suivantes

- $\text{Charge à la sortie} = (1 - \text{Rn}) \times \text{Charge à l'entrée}$
  Avec Rn = rendement sur le paramètre

Tableau 21 : Valeur des charges polluantes après abattement

Paramètres	Abattement	Charge à l'entrée [mg/l]	Charge à la sortie [mg/l]
DBO5	80%	35	7
DCO	80%	75	15
MES	75%	45	12.25
NTK	70%	4.48	1.344
Pt	50%	0.25	0.125

Nous notons que ces concentrations de charges polluantes sont inférieures aux valeurs admissibles énoncés plus précédemment

VI. ETUDES D'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES

L'assainissement pluvial est une branche de l'hydrologie urbaine qui se donne comme objectif principal d'assurer une bonne évacuation des eaux pluviales.

Comme il été spécifié dans la méthode de conception décrite à a page 19. Cette étude consistera plus précisément à :

- Evaluer les débits d'eaux pluviales tombant dans le site ainsi que celles qui y sont drainées.
- Capter les eaux provenant des caniveaux existants
- Conceptualiser et dimensionner le réseau d'évacuation des eaux pluviales du site ;

VI.1 Détermination des bassins versant du site

VI.1.1 Délimitation

Un bassin versant est un espace géographique et topographique recevant des précipitations dont l'excès d'eaux est drainé vers un unique point caractéristique appelé exutoire.

Cette délimitation consiste à :

- Identifier les zones de dépression
- Tracer les lignes de partage des eaux en suivants les lignes de crêtes et en tenant compte des contraintes réelles du terrain.
- Repérer sur le plan topographique les points hauts et les points
- Repérer les exutoires

- **Logique d'écoulement naturel des eaux**

Après examen des courbes de niveau, les bassins versants ont été délimités grâce au logiciel Covadis. Ainsi en considérant les points de sortie, notre parcelle peut être subdivisée en cinq bassins (présentés dans la figure ci-dessous).

Figure 17 : Bassin versant naturel du site

- **Bassin versant de la plateforme**

En considérant les côtes projet pour l'aménagement des voiries de la plateforme future de la nouvelle station de traitement de l'usine d'eau de Banikani. On remarque qu'elle est conçue avec une pente globale longitudinale de 1,5% en partant des contraintes existantes que constitue la station existante et une pente transversale de 1,1%.

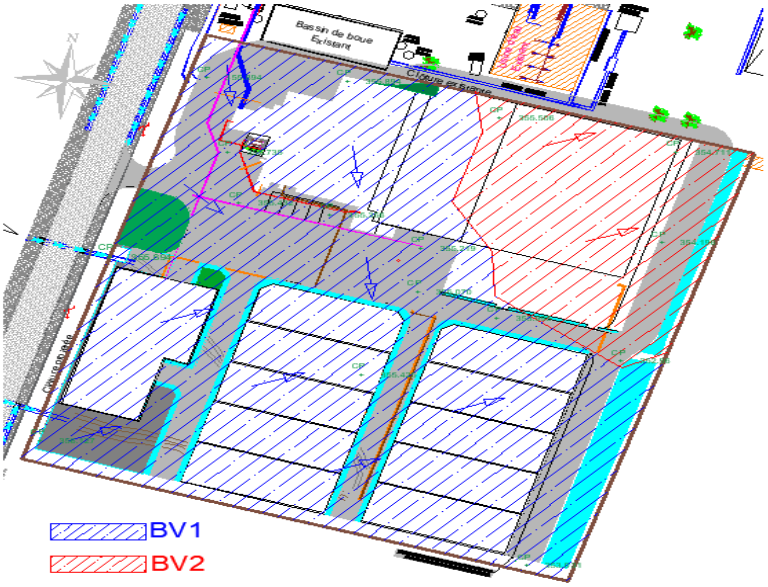


Figure 18 : Bassins versant de la plateforme de l'usine d'eau

Les caractéristiques des bassins sont respectivement dans les tableaux

Nous distinguons deux grands bassins différents sur la plateforme de l'usine de production d'eau potable. Les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 22 : Caractéristiques des bassins versants naturel

Désignation	Surface (m²)	Périmètre (m)	Pente moyenne	Cotes	
				Min	Max
B1	2832.84	285.53	3.46	354.197	356.696
B2	1900.47	196.78	3.28	353.761	355.101
B3	12557.67	522.61	3.18	351.500	354.161
B4	1875.92	231.30	3.55	353.592	355.533
B5	1340.67	195.55	2.14	352.304	353.106

Tableau 23 : Caractéristique des bassins versant de la plateforme

Désignation	Surface (ha)	Périmètre (m)	Pente moyenne	Cotes	
				Min	Max
BV1	0.9262	415.66	1.5%	355.070	356.279
BV2	0.1460	196.78	1.1%	354.506	355.122

Remarque

Etant donné que l'aménagement de la nouvelle station de traitement sera construit avec une plateforme en fonction des cotes projet, la suite des calculs se fera en considérant les bassins versant de cette plateforme (BV1 et BV2).

VI.1.2 Caractéristiques des bassins versant

Après avoir délimité les différents bassins et en fonction des côtes du terrain, nous avons obtenu quelques caractéristiques qui sont :

VI.1.2.1 La longueur de chemin hydraulique (L)

Le plus long cheminement hydraulique dans un bassin versant est le plus long chemin que met la goutte d'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire. Il est utilisé pour la détermination du temps de concentration qui servira ensuite à l'évaluation du débit du tronçon via l'intensité de pluie qui est fonction du temps de concentration. Dans le cas de notre étude, sa détermination s'est faite en mesurant la longueur la plus longue que peut prendre une goutte d'eau avant d'atteindre l'exutoire.

VI.1.2.2 La pente moyenne du terrain

La pente moyenne I est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{I} = \frac{\Delta \mathbf{Z}}{\mathbf{L}}$$

Avec

$\Delta \mathbf{Z}$: la dénivelée entre la courbe de niveau la plus élevée (Z amont) et la courbe de niveau la plus basse (Z aval) sur la surface considérée suivant le sens d'écoulement des eaux en m

L : la longueur de chemin hydraulique en m

VI.2 Etudes hydrologiques

VI.2.1 La période de retour

La période de retour représente le nombre d'années au bout duquel l'averse type surviendra au plus une fois. Elle permet de fixer le degré de sécurité de l'ouvrage.

Le choix du temps de retour en hydrologie urbaine, ce fait en considérons les deux principaux risques que sont le risque d'inondation et le risque de pollution mais tout temps ayant en tête les contraintes économiques.

Tableau 24 : Choix de la période de retour

Période de retour	Type de zone
2-5 ans	Zones peu vulnérables : périphéries, peu urbanisées,
5-10 ans	Zones commerciales, centre-ville, industrielles….
> 10 ans	Zones vulnérables
> 50 ans	Réseaux majeurs, barrages, digues, etc.

Compte tenu du caractère aléatoire des évènements pluvieux, et du souci de limiter le coût de l'investissement et du type d'infrastructures; nous choisirons une période de retour de 10 ans.

VI.2.2 L'intensité de pluie i

C'est la quantité de pluie qui tombe sur une surface délimitée pendant une unité de temps (égal au temps de concentration). Elle est généralement exprimée en mm/h ou mm/min.
L'intensité de la pluie est donnée par la formule de Montana

$$i = a \times t^{-b}$$

Avec a et b les coefficients de Montana

La pluie de projet est issue de l'ajustement de MONTANA qui donne les coefficients de Montana suivants pour les régions du Benin.

Tableau 25 : Paramètres de Montana pour les régions du Benin [Source IGIP : Rapport d'étude d'assainissement dans la ville d'Abomey Calavi, Novembre 2007)

Villes	Pluie < 1 heure					Pluie < 2 heures				
	a				b	a				b
	(1 an)	(2 ans)	(5 ans)	(10 ans)	(1 an)	(1 an)	(2 ans)	(5 ans)	(10 ans)	(1 an)
					(10 ans)					(10 ans)
Bohicon	4,60	4,94	5,98	7,70	0,40	33,40	34,86	39,22	46,50	0,90
Cotonou	3,80	3,99	4,56	5,50	0,30	34,80	35,94	39,38	45,10	0,90
Kandi	4,30	4,78	6,21	8,60	0,40	30,00	31,30	35,20	41,70	0,90
Natitingou	4,50	4,93	6,23	8,40	0,40	31,50	32,72	36,39	42,50	0,90
Parakou	4,10	4,48	5,61	7,50	0,40	31,80	33,23	37,53	44,70	0,90
Save	3,60	3,78	4,31	5,20	0,30	23,80	25,79	31,76	41,70	0,80

D'après les informations obtenues auprès de la station météorologique de l'ASECNA à Parakou, la durée moyenne des pluies sur la ville et ses environs est inférieure à une heure. Donc, on adoptera les valeurs suivantes $\mathbf{a = 7.5}$ **et** $\mathbf{b = 0.4}$

VI.2.3 Coefficient de ruissèlement

Le coefficient de ruissellement C d'un bassin versant est un coefficient volumétrique mesurant l'importance des pertes à l'écoulement des eaux dans le bassin. Il est très difficile à estimer. On trouve en bibliographie de nombreux tableaux plus ou moins détaillés et précis proposant des valeurs.

Tableau 26 : Choix du coefficient de ruissellement

Nature de la surface	Coefficient C	Type d'occupation du sol	Coefficient C
Pavage, chaussées revêtues, piste ciment	0.70 < C < 0.95	Commercial	0.70 < C < 0.95
Toitures et terrasses	0.75 < C < 0.95	**Résidentiel**	
Sols imperméables avec végétation		Lotissements	0.30 < C < 0.50
I < 2 %	0.13 < C < 0.18	Collectifs	0.50 < C < 0.75
2 % < I < 7 %	0.18 < C < 0.25	Habitat dispersé	0.25 < C < 0.40
I < 7 %	0.25 < C < 0.35	Industriel	0.50 < C < 0.80
Sols perméables avec végétation		Parcs et jardins	0.05 < C < 0.25
I < 2 %	0.05 < C < 0.10	Terrains de sports	0.10 < C < 0.60
2 % < I < 7 %	0.10 < C < 0.15	Terrains vagues	0.05 < C < 0.15
I < 7 %	0.15 < C < 0.20	Terres agricoles drainées	0.05 < C < 0.13
		Terres agricoles non drainées	0.03 < C < 0.07

Etant donné que nous sommes dans une zone d'agglomération, nous prenons pour notre cas une valeur comprise 0.7 et 0.95. Donc on pendra **C = 0.7**

VI.2.4 Le temps de concentration tc

Le temps de concentration tc est le temps mis par une goutte d'eau tombant sur le point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire.

En Afrique, les formules les plus utilisées pour le calcul du temps de concentration sont celles de KIRPICH et la méthode de décomposition.

- Pour la formule de ***KIRPICH***

$$t_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Avec t_c : temps de concentration en [mn]

L : longueur du plus long chemin d'écoulement en [m]

I : La pente moyenne en [m/m]

- Pour la méthode de décomposition : **tc = ts + tr** Avec :
  ts : le temps de ruissellement en surface compris entre 5 et 30 minutes en fonction du type d'agglomération [Dr. Lawani A Monirou, Cours Essentiel des Réseaux d'assainissement et agglomération, 2017]
  tr : temps de ruissellement en réseau, **tr = Lr/Vr** avec Lr la longueur de ruissèlement avant d' entrer dans le réseau et Vr la vitesse. Elle est prise égale à 2m/s (valeur admise dans les caniveaux), [Wethé, 2007].

VI.3 Estimation des débits de dimensionnement

VI.3.1 Débit des bassins versant

a. Méthode d'évaluation des débits

- **La méthode rationnelle**

C'est la méthode la plus utilisée car elle est basée sur le fait que le débit maximum est obtenu si la durée de la pluie est au moins égale au temps de concentration. Le débit maximum à l'exutoire d'un sous bassin par la formule suivante :

$$\mathrm{Q} = \frac{1}{360} \times \mathrm{C} \times \mathrm{i}(\mathrm{t_c}, \mathrm{T}) \times \mathrm{A}^{1-\varepsilon}$$

Avec : Q : Débit par temps de pluie

C : Coefficient de ruissèlement

I = Intensité de pluie en fonction du temps de concentration tc et de la période retour T

A : La superficie du bassin versant

ε: Facteur d'ajustement, compris entre 0 et 0.05

- **La méthode superficielle**

La méthode superficielle est considérée comme une évolution de la méthode rationnelle. Elle est couramment utilisée pour les bassins versants urbanisés. Elle intègre deux autres phénomènes qui interviennent dans le ruissèlement urbain :

- Un stockage temporaire de l'eau dans le réseau
- Le fait que le temps de concentration du bassin versant dépend du débit donc de la période de retour choisie

Selon (Desbordes, 1984), les limites de validité de cette méthode sont au nombre de 3 critères :

- sur A : Validité absolue pour 5 ha < A < 20 ha

  Validité affirmée pour 1 ha < A < 5 ha et 20 ha < A < 200 ha
- sur I : Valable pour 0,2 % < I < 5 %
- sur C : C > 0,2.

Un bassin versant sera considéré comme relevant du « cas urbanisé », s'il est équipé de systèmes de collecte des eaux pluviales (fossé s et collecteurs) et si le pourcentage de surfaces imperméabilisées (toitures, voiries, aires de stationnement, etc…) est au minimum de l'ordre de 20% de la surface totale du bassin contrôlé par l'opération.

[DDTM34 / Guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement TOME 2]

La formule de la méthode superficielle encore appelée *Méthode de CAQUOT* est la suivante :

$$Q = \left[\frac{a * \mu^{b}}{6(\beta + \delta)}\right]^{\frac{1}{1-b*f}} \times I^{\left[\frac{b*c}{1-b*f}\right]} \times C^{\left[\frac{1}{1-b*f}\right]} \times A^{\left[\frac{b*d-\varepsilon+1}{1-b*f}\right]}$$

Q : le débit en m3/s

I la pente du bassin versant en m/m

C : le coefficient de ruissellement du bassin versant

A : la surface du bassin versant en ha

L : le plus long chemin hydraulique en m

La valeur réelle du débit :

- Q pour M ≠ 2 ;
- Q × m pour M = 2

Avec M:$allongement\ du\ BV$, $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$ et m = facteur de correction

La valeur des coefficients

$\mu = 0.19(M)^{0.84}$ et $m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.70 \times b}$; $\beta + \delta = 1{,}40$; $f = -0{,}287$; $C = -0{,}41$

Les coefficients β+δ, ε, μ , c, d et f ont été calés à partir de mesures sur des bassins versants expérimentaux occidentaux et Africains dont Benin ce qui justifie qu'on peut les utiliser dans cette étude.

b. Choix de la méthode

Nous utiliserons la méthode de Caquot dans notre cas parce que les conditions d'utilisation sont respectées. En effet pour utiliser cette méthode, il faut que :

- Les superficies des bassins soient inférieures à 200ha.
- Certaines pentes des sous bassins ne sont pas comprises entre 0,0065 et 0,014.
- Un stockage temporaire de l'eau dans le réseau, observé dans notre cas par les toitures des bâtiments
- Les débits correspondant à chacun de ces bassins sont les suivant :

Tableau 27 : Débit de sortie des Bassins versant

BV	S [ha]	Ruissell_C	L_{hydrau} [km]	I	M	m	Q_[m3/s]
Bv1	0,9262	0,7	0,125	0,015	1,30	1,22	0,36
Bv2	0,146	0,7	0,125	0,015	3,27	0,80	0,09

VI.3.2 Le tracé du réseau de collecte

Le tracé du réseau consiste à tracer l'ossature du réseau en tenant compte de l'aménagement de la parcelle. Le sens d'écoulement des eaux pluviales dans les bassins versants et la

topographie de la zone d'étude doivent être également considéré. L'outil utilisé pour le tracé du réseau est le logiciel COVADIS.

Figure 19 : Tracé du réseau d'assainissement

VI.4 Débit des caniveaux existants

Les caniveaux CE1, CE2 et CE3 sont situés en bordure de la chaussée. Ils drainent les eaux de ruissèlement vers la station de production d'eau potable (voir figure).

Des investigations ont révélés que les trois caniveaux ont la même section $S = 50 \times 60\ cm^2$ par contre les pentes sont différents.

En partant que fait que ces caniveaux ont été dimensionnés avec une revanche de 10 cm, on détermine le débit d'écoulement par la formule de Manning STRICKLER Cette formule convient aux régimes d'écoulement uniforme.

$$V\ [m/s] = K_s . R_h^{2/3} . i^{1/2}$$

$$Q\ [m3/s] = V \times S$$

Q : Débit en [m^3/s]

V : Vitesse [m/s]

R_h : Le rayon hydraulique $R_h = \frac{\text{Surf.mouillée}}{\text{Perim.mouillé}}$ [m]

I : Pente du caniveau

Ks est Le coefficient de rugosité, il dépend de la nature des parois du caniveau. Pour un caniveau en béton lise, Ks = 75

Les valeurs des débits générés à l'état initial avant aménagements (débit des caniveaux existants) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Débit des caniveaux existant

Débit caniveau existant					
Caniveau	**Coeff _Ks**	**Pente**	**Rh [m]**	**Vitesse_[m/s]**	**Q_[m3/s]**
CE1	75	5,00%	0.176	5.28	1.58
CE2	75	1,50%	0.176	2.89	0.87
CE3	75	3,00%	0.176	4.09	1.23

VI.5 Assemblage des bassins

Ce projet prévoit la réalisation de cinq (5) nouveaux caniveaux qui permettront de collecter et d'évacuer les eaux de ruissellement. Ainsi, les caniveaux existants vont desservir les nouveaux qui seront placés dans la parcelle de l'usine. En considérant le schéma du tracé du réseau, la situation de chaque caniveau est résumée dans le tableau suivant.

Tableau 29 : Association des caniveaux

Caniveaux	**Association ou BV**	**Caniveau aval ou débit**
C1	CE1	C2
C2	9 262 m², CE2	C5
C3	CE3	C2
C4	1 460 m²	C2
C5	-	Exutoire

Une fois les différentes associations des bassins effectuées nous calculons le débit de dimensionnements de chaque tronçon. La répartition du débit dans les différents tronçons du réseau d'assainissement en additionnant la valeur du débit à l'amont. Le débit dans les tronçons est donné dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Débits de dimensionnement

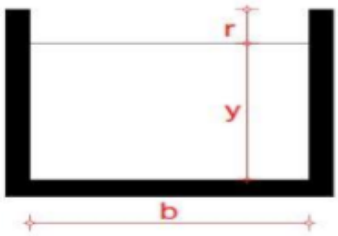
Tronçons	**Longueur** [m]	**BV correspondant**	**Pente**	**Débit_ Q** [m^3/s]
C1	25.5	CE1	0.009	1.58
C2	94.77	CE2, C1, C3 et BV1	0.009	4.46
C3	28.6	CE3	0.003	1.23
C4	50.94	1 460 m²	0.005	0.078
C5	58.08	0	0.003	4.53

VI.6 Dimensionnement des ouvrages

VI.6.1 Choix du profil des caniveaux

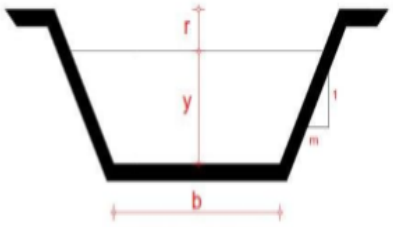
- **Profil rectangulaire**

L'exécution de ce type de profil ne présente pas de difficultés majeures (faciles à mettre en place). Il occupe peu d'espace donc leur présence dans une rue est moins encombrante.



- **Profil trapézoïdale**

Ce type de profil est connu pour occupe une grande partie de la voirie qui peut être une contrainte dans certains cas. Il présente également des difficultés en termes de mise en œuvre, il faut respecter le fruit de berge. Son principal avantage est qu'il est capable de véhiculer un maximum de débit. Un curage manuel peut y être effectué sans difficultés



Compte tenu de la superficie des bassins versant et de la valeur des débits d'écoulement et l'emplacement sur la parcelle, nous optons pour des caniveaux de section rectangulaire pour les caniveaux C1, C2 et C3, par contre C4 et C5 seront de forme trapézoïdale

Pour des raisons de durabilité, l'ensemble de ces caniveaux sera en béton car il permet de protéger les parois des collecteurs. L'intérieur sera en béton renforcé avec des armatures.

VI.7 Dimensionnement hydraulique des caniveaux

La formule de Manning STRICKLER a été utilisée pour estimer les débits parce qu'elle permet de calculer la section hydrauliquement favorable c'est-à-dire qui présente une section mouillée minimale pour un périmètre mouillé minimum. Cela permet de minimiser le volume du déblai et du béton. Les hypothèses ci-après ont été considérées pour le dimensionnement des caniveaux :

- L'écoulement des eaux est uniforme dans chaque tronçon
- Compte tenu du fait que les caniveaux seront en béton armé, la conditions de vitesse dans les caniveaux compris entre **Vmin =0,6 m /s**, et **Vmax = 5.4 m/s**
- Le coefficient de rugosité du béton $K_s = 75$
- La section des caniveaux rectangulaire $\boldsymbol{S_m = b \times h}$ avec b la largeur du collecteur et ***h*** est le tirant d'eau
- La section des caniveaux trapézoïdale $\mathbf{s_m = (b + m * h) * h}$
- m : Fruit de berge pris à 0.25 pour des revêtements en maçonnerie [Cours hydraulique à surface libre, M. O. Yonaba]
- La hauteur du caniveau est ***H [m] = h + r***
- ***r*** est la revanche. Elle est obtenue à l'aide de la formule de Lacey

$$\mathbf{r\,[m] = 0,20 + 0,15 \times Q^{1/3}}$$

- Détermination du nombre de FROUDE

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * y_m}}$$

V : vitesse d'écoulement [m/s] à travers la section S [m²]

Ym : Tirant d'eau [m]

Si Fr = 1 l'écoulement est fluvial est critique

Si Fr < 1 le régime d'écoulement est fluvial

Si Fr ≥ 1 le régime est dit torrentiel

Tableau 31 : Dimensionnement des caniveaux

Caniveaux	L [m]	P [%]	Q_th [m^3/s]	b [m]	h [m]	Qréel [m3/s]	V [m/s]	R [m]	H [m]	Fr
C1	25.5	0.9	1.58	**0.9**	**1.15**	1.55	1.49	0.4	**1.55**	0.44
C2	94.77	0.9	4.46	**1.2**	**1.2**	4.45	3.09	0.45	**1.65**	0.90
C3	28.6	0.3	1.23	**0.9**	**0.85**	1.29	1.69	0.4	**1.25**	0.58
C4	50.94	0.5	0.078	**0.4**	**0.2**	0.11	1.22	0.2	**0.4**	0.74
C5	58.08	0.3	4.53	**1.2**	**1.00**	4.71	2.52	0.45	**1.45**	0.81

La réalisation d'un réseau d'assainissement des eaux pluviales est très couteuse. Une attention particulière doit donc être accordée à l'entretien pour assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages. Le tableau ci-dessus indique es caniveaux d'une profondeur assez importante. Le manque d'entretien peut entrainer des risques sanitaires et environnementaux très graves. Nous recommandons par conséquent :

- Le curage des caniveaux 2 à 3 fois dans l'année permettra de limiter l'ensablement des ouvrages. Il s'agit des périodes suivantes :
    - Moi de Mai avant le début de la saison pluvieuse
    - Mois de juillet pendant la saison pluvieux
    - Moi de d'Octobre après la saison pluvieuse
- Une campagne de sensibilisation devrait être tenue afin d'éviter les dépôts d'ordures dans les caniveaux par la population.

VII. ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

L'étude d'impact sur l'environnement est l'opération qui consiste à examiner les effets éventuels d'une activité (ou d'un projet) donnée sur l'environnement avant de prononcer sur son exécution. Cette étude permet de prendre en compte les préoccupations environnementales et les effets susceptibles d'être générés par la réalisation et l'exploitation d'un projet dans le but d'identifier des améliorations et d'éliminer les effets néfastes.

Les activités du projet de réalisation d'un système d'assainissement adequat pour la station d'eau de Banikani entrent dans le cadre des études d'exécution du **« projet de renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Parakou »**, elles doivent en conséquence être exécutées conformément aux politiques de sauvegarde environnementale et sociale et aux directives de la république du Benin Les travaux doivent être réalisés en conformité avec les politiques applicables au projet.

Projet d'assainissement de l'usine de production d'eau de Banikani vise à améliorer le cadre de vie de la population aux alentours. Selon les articles 2 et 3 ainsi que l'annexe 1 de la Loi n° 98-030 du 12 février 1999 portant loi-cadre sur l'environnement en République du Bénin, Ce projet se situe dans la **catégorie B** dans la liste des aménagements assujettis à une étude d'impact environnemental. Par conséquent, il doit faire l'objet d'une étude d'impact environnemental simplifiée.

La méthodologie suivante sera adoptée afin réaliser cette étude :

- Identification des impacts
- Caractérisation des impacts
- Evaluation de l'importance des impacts
- Proposition des mesures d'atténuation et/ou de compensation.

VII.1 Identification des impacts

L'identification des impacts liés au projet est basée sur l'analyse des interactions possibles entre les milieux récepteurs et les activités du projet. Les ressources d'impacts liées au projet se définissent comme l'ensemble des activités prévues lors des phases de construction, d'exploitation et d'entretien des deux systèmes d'assainissement. Ces activités comprennent notamment :

- Aménagement des installations et repli du chantier : atelier
- Travaux de préparation de l'emprise (déboisement, débroussaillage, décapage, excavation, terrassement, remblayage, rechargement compactage, reprofilage) ;
- Transport et circulation (déplacements de la main d'oeuvre, de la machinerie des matériaux de construction) ;
- Ouverture, extraction et transport des matériaux d'emprunts et de carrières ;
- La construction et l'aménagement de l'infrastructure et de tous les ouvrages (fosses, déviation, ouvrage hydrauliques,…etc.) ;
- Construction des unités de traitement pour les eaux usées
- Exploitation des ouvrages de traitements des eaux usées
- Exploitation des caniveaux d'évacuation d'eaux pluviales

Les composantes de l'environnement susceptibles d'être affectées par le projet d'assainissement de station d'eau de Banikani sont :

L'environnement physique : les sols, les ressources en eau, la végétation, paysage, air ;

L'environnement humain : l'environnement acoustique, la santé et sécurité de la population, habitat et patrimoine culturels, les activités socio-économiques.

VII.2 Caractérisation des impacts

VII.2.1 Evaluation des impacts

Tableau 32 : Evaluation des impacts

Composantes affectées	Phases du projet	Sources d'impactes	Description des impacts
Milieu physique			
Ressources en eau	• Phase de construction • Phase d'exploitation	• Ponction d'eau • Contamination des ressources en eau souterraines et superficielles	• Risque d'affaissement des ressources en eau souterraine • Déversement des diverses substances (huile, graisses, hydrocarbures et métaux issus du chantier)
Qualité de l'air	• Phase de	• Poussières	• Exposition des riverains à des

	construction • Phase d'exploitation	• Gaz CO CO2 NOx	fines particules par le biais de poussières ; • Exposition de façon prolongée de gaz dans les ouvrages
Végétations	• Phase de construction	• Déblaiement des plantes herbacées	• Coupe d'arbre et d'herbe se trouvant sur les zones à construire et ceux des zones d'ouverture des carrières d'emprunt.
Paysage	• Phase de construction	• Modification du paysage	• Par des ouvertures dans des zones d'emprunts et des carrières
Milieu humain			
Impacts environnementaux	• Phase de construction • Phase d'exploitation	• Impacts sonores	• Travaux préparatoires des emprises et des travaux connexes • Bruits provenant des frottements des pneus des pièces mécaniques et de la circulation de l'air.
Santé et sécurité et bien être de la population	• Phase de construction • Phase d'exploitation	• Travaux de construction et Présence de la main d'oeuvre dans la zone	• Accident de travail et naissance des nouvelles maladies cardio-vasculaires et aussi des maladies sexuellement transmissibles, • Diminution des risques d'inondation
Activités socio - économiques	• Phase de construction Phase d'exploitation	• Travaux de construction • Travaux d'entretient	• Créations d'emplois directs pour les jeunes de la zone • Amélioration du cadre de vie des riverains

VII.2.2 Bilan des impacts positifs et négatifs :

Ce bilan qu'on peut aussi appeler matrice d'identification des impacts potentiels présente les impacts potentiels sur chaque composante environnementale à chacune des phases de construction du projet. L'importance de l'impact est déterminée à partir des interactions entre l'intensité, le délai d'apparition et la durée de l'impact. Le signe (+) implique que l'impact en question est positif tandis que le signe (-) représente un impact négatif. Une même action peut avoir un impact positif et négatif sur une composante. La parenthèse indique que la mise en place d'une mesure peut permettre de minimiser ou d'éliminer l'impact négatif. Pour une meilleure compréhension, sans ambiguïté, nous avons dressé une légende qui se présente comme suit :

Impacts négatifs

(-): Impact négatif de faible intensité

(- -): Impact négatif de moyenne intensité.

(- - -) : Impact négatif de forte intensité.

Impacts négatifs

(+) : Impact positif de faible intensité.

(++): Impact positif de moyenne intensité.

(+++): Impact positif de forte intensité

(0): Pas d'impact

Tableau 33 : Nature des impacts

Activités	Composantes environnementales						
	Milieu physique				Milieu humain		
	Eau	Air	Végétation	Paysage	Env acoustique	Santé et sécurité	Socio-économie
Aménagement des installations et repli du chantier	(-)	(-)	(-)	(-)	(--)	(-)(++)	(+++)
Travaux de préparation de l'emprise	(--)	(-)	(--)	(-)	(--)	(--)	(++)
transport des matériaux d'emprunts	(-)	(--)	(--)	(--)	(0)	(-)	(+)
Construction des ouvrages	(-)	(-)	(--)	(-)	(--)	(-)	(++)
Exploitation des ouvrages de traitements des eaux usées	(-)	(--)	(0)	(0)	(0)	(--)(+++)	(0)
Exploitation des caniveaux d'évacuation d'eaux pluviales	(0)	(-)	(0)	(0)	(0)	(-)(+++)	(0)

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

VII.3 Evaluation de l'importance des impacts

L'importance des impacts genéres par ce projet est évalué grace à la matrice de FECTEAU

Tableau 34 : Importance des impacts

Activités	Critères			Importances
	Intensité	Portée	Durée	
Apport des matériels et matériaux	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineure
Travaux de terrassement	Moyenne	Ponctuelle	Courte	Mineure
Construction des caniveaux	Moyenne	Ponctuelle	Courte	Mineure
Construction des unités de traitement EU	Moyenne	Ponctuelle	Courte	Mineure
Exploitation des caniveaux	Faible	Ponctuelle	Longue	Mineure
Exploitation des ouvrages de traitements d'EU	Faible	Ponctuelle	Longue	Mineure

VII.4 Mesures d'atténuations

Les mesures d'atténuation que nous proposons s'appliquent à l'ensemble des interventions pour le projet d'assainissement de la station d'eau de Banikani. Elles interviennent pendant les trois (3) phases de réalisation de ce projet (Préparation, construction et exploitation). L'objectif que nous nous sommes fixés étant de zéro (0) accident à travers une sécurisation des travailleurs, une réduction d'impacts négatifs sur le milieu humain (Population), une maximisation des interventions favorisant les impacts positifs et enfin une meilleure protection du milieu biophysique.

Les mesures d'atténuations que l'entreprise et ses collaborateurs doivent mettre en œuvre sont de deux (2) catégories :

- Le suivi environnemental et social

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

- ✓ Corriger les émissions de gaz, réglage des machines
- ✓ Améliorer les services phytosanitaires
- ✓ Sensibiliser sur les problèmes de santé liés aux maladies d'origine hydrique
- ✓ Organiser des formations sur la gestion des ouvrages de traitement

- La surveillance environnementale
  - ✓ Reboisement
  - ✓ Pose des panneaux de signalisations aux abords du chantier
  - ✓ Inspecter régulièrement la qualité des eaux rejetées

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

VIII. Etude financière

La réalisation de ce projet, comme tout autre projet d'ailleurs, est assujettie de la disposition d'un budget nécessaire. Ce dernier résulte d'une étude d'avant métré effectuée au préalable, ce qui permet d'estimer par la suite le coût de réalisation prévisionnel. Ce chapitre nous décrira l'étude estimative pour chaque volet et nous renseignera sur le coût global du présent projet.

VIII.1 Coût de réalisation des travaux

Afin de dresser un devis quantitatif et estimatif, il a été défini des postes de travail en fonction des différentes phases et corps d'état. Ces postes sont regroupés selon les séries suivantes :

Installation et repli de chantier ;

Travaux préparatoires ;

Terrassement et transport ;

Corps de chaussée ;

Revêtement ;

Assainissement et ouvrages d'art ;

Sécurité et Signalisation ;

Environnement et travaux connexes

L'enveloppe financière provisoire de notre projet se récapitule comme suit :

Tableau 35 : Coût global de réalisation des travaux

Série	Désignation	Montant (FCFA)
Volet A : Assainissement des eaux usées		
	Travaux préliminaire	7 728 600
	Tuyauterie et accessoires	6 270 700
	Travaux Génie civil	27 306 573
	Massif filtrant	4 786 299
	Fourniture et pose des équipements	20 370 864
	Aménagement de la parcelle	15 618 706
Total (hors taxes)		**82 824 508**

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Volet B : Assainissement des eaux pluviales		
	Généralités	4 775 000
	Terrassement	4 558 350
	Travaux Génie civil	40 571 561
	Enduits, Revêtement	5 495 571
Total (hors taxes)		**55 400 482**

L'ensemble du projet coûtera un total de cent trente-sept millions, neuf cent vingt-quatre milles, neuf cent quatre-vingt-dix **137 924 990 FCFA (hors taxes)**

NB : Nous présenterons en annexe le devis quantitatif et estimatif détaillé de l'ensemble du projet.

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

CONCLUSION

Au terme de cette étude d'assainissement de l'usine de production d'eau potable de Banikani qui vise à concevoir un réseau de drainage adéquat des eaux pluviales et un système d'épuration des eaux usées, nous pouvons affirmer que les objectifs fixées dès le départ ont été atteintes.

En effet la mise en place d'un système d'assainissement est essentielle à toute usine de production. Nous avions pu sur la base des données et résultats des études préliminaires mis à notre disposition, proposer des systèmes répondant aux normes techniques standard en matière d'assainissement. Pour Cela, il a été dimensionné un système de traitement des eaux usées grâce aux **filtres plantés de roseaux à écoulement vertical** et un réseau de drainage long de **257.89 ml** constitués quatre (5) nouveau caniveaux en béton armé de section variables.

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

RECOMMANDATIONS

Pour la bonne réussite du projet nous formulons certaines recommandations. Il s'agit de :

- Assurer une mise en œuvre adéquate des ouvrages ainsi que le respect des mesures d'atténuation environnementale ;
- Sensibiliser les utilisateurs sur les bonnes pratiques en matière d'entretien des ouvrages ;
- Veillez à faire des inspections périodiques sur la qualité de rejet des EU
- Faire le curage de façon périodique des caniveaux d'évacuation des eaux pluviales.
- Prendre en compte les services efficients d'assainissement et de drainage comme paramètres prioritaires et de base en matière de santé individuelle et collective.

L'expérience montre que si l'une ou plusieurs de ces recommandations n'est pas respectée, il y a de très grands risques pour que les ouvrages souffrent de dysfonctionnements. Par conséquent, L'exploitant doit donc réaliser rigoureusement les différentes tâches d'exploitation.

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Bibliographie

- CRES F.N., 2001. Hydrologie Urbaine Quantitative – Assainissement pluvial. Groupe des écoles EIER – ETSHER, version 2.0, 115 pages.

- Cours : ESSENTIEL des Réseaux d'Assainissement des Agglomérations, , JANVIER 2017

- Jean-Marie Pétémanagnan Ouattara, 2008, Laboratoire d'Environnement et de Biologie aquatique Université d'Abobo-Adjamé, Traitement des Eaux Résiduaires Urbaines par un arais Artificiel à Drainage Vertical Planté Avec Panicum Maximum sous Climat Tropical.

- M. KONE et al / Int. J. Biol. Chem. Sci. 5(1): Sur le traitement des eaux résiduaires urbaines par filtres plantés à flux vertical sous climat Soudano-Sahélien » en 2011.

- MOHAMMED, B., 2014. Diagnostic et étude d u réseau d'assainissement de la cite elhamaissa – commune de hassi khalifa. S.l.:s.n.

- Rapport final PDA (plan directeur d'assainissement des eaux usées et excréta de la Commune de Parakou), Décembre 2015

- Rémi LOMBARD LATUNE, ingénieur recherche (Irstea, Epure Lyon), Guide de dimensionnement des filtres plantés de végétaux pour le traitement des eaux usées domestiques en milieu tropical

- SIEAM Suivi expérimental des filtres plantes de hachenoua et de totorossa, Mayotte 2006-2010.

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

ANNEXES

ANNEXE 1 : DEVIS SYSTEME DE TRAITEMENT DES EU 1
ANNEXE 2 : DEVIS DES CANIVEAUX 2
ANNEXE 3 : RESULTATS DES ANALYSES DE LABORATOIRE 3
ANNEXE 4 : PLAN D'IMPLANTATION DE LA STEP 5
ANNEXE 5 : VUE EN PLAN DE LA STEP 6
ANNEXE 6 : COUPES STEP 7
ANNEXE 7 : PROFIL EN LONG STEP 8
ANNEXE 8 : CANIVEAUX C2 ET C5 10
ANNEXE 9 : FICHE TECHNIQUE DE L'EQUIPEMENT DE CHASSE D'EAU 10
ANNEXE 10 : PROFIL EN LONG DES CANIVEAUX 11

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 1 : Devis système de traitement des EU

Désignation	Unité	Quantité	P.U_ [FCFA]	Montant_[FCFA]
Travaux préliminaire				
Installation et repli	Ft	1	3 275 000	3 275 000
Terrassement plateforme	m3	450	8 808	3 963 600
Tuyauterie et accessoires				
Fourniture et pose de conduite PEHD DN125	ml	25	27 050	676 250
Fourniture et pose conduite Aciers INOX 304L DN125	ml	75	52 046	3 903 450
Fourniture et pose conduites PVC DN100	ml	50	19 000	950 000
Fourniture et pose conduites PVC DN160	ml	30	24 700	741 000
Travaux Génie civil				
Béton de propreté (Ep: 5 cm) dosé à 150 kg/m3	m²	9,00	5 542	49 878
Béton armé pour la cuve de la bâche dosé à 350kg/m3 + plus-value pour béton hydraulique	m3	5	362 842	1 814 210
Fourniture et mise en œuvre d'un Enduit hydraulique étanche	m²	22	5 522	121 484
Béton armé Dégrilleur/Déssableur (dosage 350 kg/m3)	m3	8	322 771	2 582 168
Béton armé pour regard d'inspection dosage 350 kg/m3	m3	3	322 771	968 313
Bassin des filtres en béton armé dosé à 350 kg/m3 + plus-value pour béton hydraulique	m3	60	362 842	21 770 520
Massif filtrant				
Fourniture et mise en œuvre de Sable concassé 2/6	m3	135	30 867	4 167 045
Fourniture et mise en œuvre Gravier Concassé 5/20	m3	20	30 867	617 340
Fourniture et mise en œuvre Gravier concassé 20/40	m3	40	30 867	1 234 680
Fourniture et pose des équipements				
Fourniture et pose de l'équipement de chasse (Siphon auto-amorçant)	ft	1	14 121 800	14 121 800
Fourniture et pose du panier de dégrillage Moralec	ft	1	1 011 228	1 011 228
Fourniture et pose des vannes de fermeture	ft	2	836 194	1 672 388
Fourniture et pose des du compteur mécanique de bâché	ft	1	330 120	330 120
Fourniture et pose des grilles de couverture	m²	8	102 696	821 568
Fourniture et plantation des plantes de roseaux	ft	760	3 176	2 413 760
Aménagement de la parcelle				
Fourniture et pose de Bordures légères (Ep. 12cm)	ml	190	13 404	2 546 760
Fourniture et pose de Pavés Ep. 12 cm	m²	352	17 010	5 987 520
Fourniture en mise en œuvre d'agglos (Ep. 15 cm)	m²	390	9 679	3 774 810
Fourniture et mise en œuvre d'un enduit exécuté en 2 couches de mortier	m²	780	2 796	2 180 880
Fourniture et installation d'un Portail métallique à 2 battants	ft	1	1 128 736	1 128 736
Somme totale [FCFA]				**82 824 508**

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 2 : Devis des Caniveaux

Désignation	Unité	Quantité	P.U_ [FCFA]	Montant_[FCFA]
Travaux préliminaire				
Installation et repli	Ft	1	3 275 000	3 275 000
Décapage et nettoyage de la zone	Ft	1	1 500 000	1 500 000
Terrassement plateforme	m3	517,5	8 808	4 558 365
Travaux Génie civil				
Béton de propreté (Ep: 5 cm) dosé à 150 kg/m3	m²	386,84	5 542	2 143 840
Béton armé pour C1 dosé à 350kg/m3	m3	14,54	322 771	4 693 090
Béton armé pour C2 dosé à 350kg/m3	m²	18,88	322 771	6 093 916
Béton armé pour C3 dosé à 350kg/m4	m3	23,76	322 771	7 669 039
Béton armé pour C4 dosé à 350kg/m5	m3	8,24	322 771	2 659 633
Béton armé pour C5 dosé à 350kg/m6	m3	36,23	322 771	11 693 993
Regard R1 et R2	m3	16,48	322 771	5 319 266
Dalletes 1,2*0,8	ft	19	15 682	297 958
Somme totale [FCFA]				**55 400 482**

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 3 : Résultats des analyses de Laboratoire

REPUBLIQUE DU BENIN
****
MINISTERE DE L'ENERGIE, DE L'EAU ET DES MINES
****
DIRECTION DEPARTEMENTALE DE L'EAU DU BORGOU ET DE L'ALIBORI
****
SERVICE DE L'EAU DU BORGOU
****
LABORATOIRE D'ANALYSES DES EAUX DE PARAKOU
****

BULLETIN D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES

Nature de l'échantillon : **Eau Usée** Demandeur : **SOGEA SATOM**

Echantillon n° : 003/18 Provenance : Eau usée provenant de l'EFMS

Date de prélèvement : 24/09/180 Date d'arrivée : 24/09/18 Date de fin d'analyse : 19/06/18

Méthodes	Paramètres	Valeurs	Normes	Unité
Potentiométrie	Conductivité	443	-	µS/cm
	Temperature	27,4	-	°C
	pH	7,0	6≤pH≤9	-
	Oxygène dissous	5,0	-	mg/L
Spectrophotométrie	Nitrites (NO_2^-)	1,0494	-	mg/L
	Ammonium (NH4+)	1,2384	-	mg/L
	Nitrates (NO_3^-)	36,52	-	mg/L
	Phosphore (P)	0,2475	≤100	mg/L
	Demande Chimique en Oxygène (DCO)	75	≤300	mg O_2/L
Respirométrie	Demande Biochimique en Oxygène (DBO_5)	35	≤100	mg O_2/L
Gravimétrie	Matières En Suspension	45	≤100	mg/L

OBSERVATIONS

Les concentrations de tous les paramètres physico-chimiques dosés sont conformes aux normes de qualité des eaux résiduaires en République du Bénin.

Vu Parakou, le 02 octobre 2018

Le Technicien : Lagouk MAZOU

Le Responsable : Jean-Pierre MONTCHO

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

REPUBLIQUE DU BENIN
****
UNIVERSITE D'ABOMEY CALAVI
****
INSTITUT NATIONAL DE L'EAU (INE)
****
LABORATOIRE DES SCIENCES ET TECHNIQUES DE L'EAU (LSTE)

LSTE Laboratoire des Sciences et Techniques de l'Eau

Abomey–Calavi, le 10 Octobre 2018

N° 70/2018/LSTE/DL/RE

Résultats des analyses

Objet : Détermination de l'Azote total Kjeldhal sur un échantillon d'eau usée.

Client	: SOGEA SATOM
Nombre d'échantillons	: 1
Préleveur	: SOGEA SATOM
Nom et prénoms du chargé d'analyse	: DAOUDA Mohamed M. A.
Date d'arrivée au laboratoire	: 28/09/2018
Date du début des analyses	: 08/10/2018
Date de fin des analyses	: 08/10/2018

Désignation	Unité	ΔP	Valeur Moyenne	Méthodes utilisées
Azote total Kjeldhal (NTK)	mg N /L	± 0,01	**4,48**	Minéralisation – Distillation – Dosage volumétrique

Observation :
La faible teneur en Azote organique kjeldhal, est un indice que l'échantillon prélevé est une eau parasite (par exemple, l'intrusion d'une eau dans la canalisation d'évacuation de l'eau usée étudiée).

Responsable des Etudes Techniques

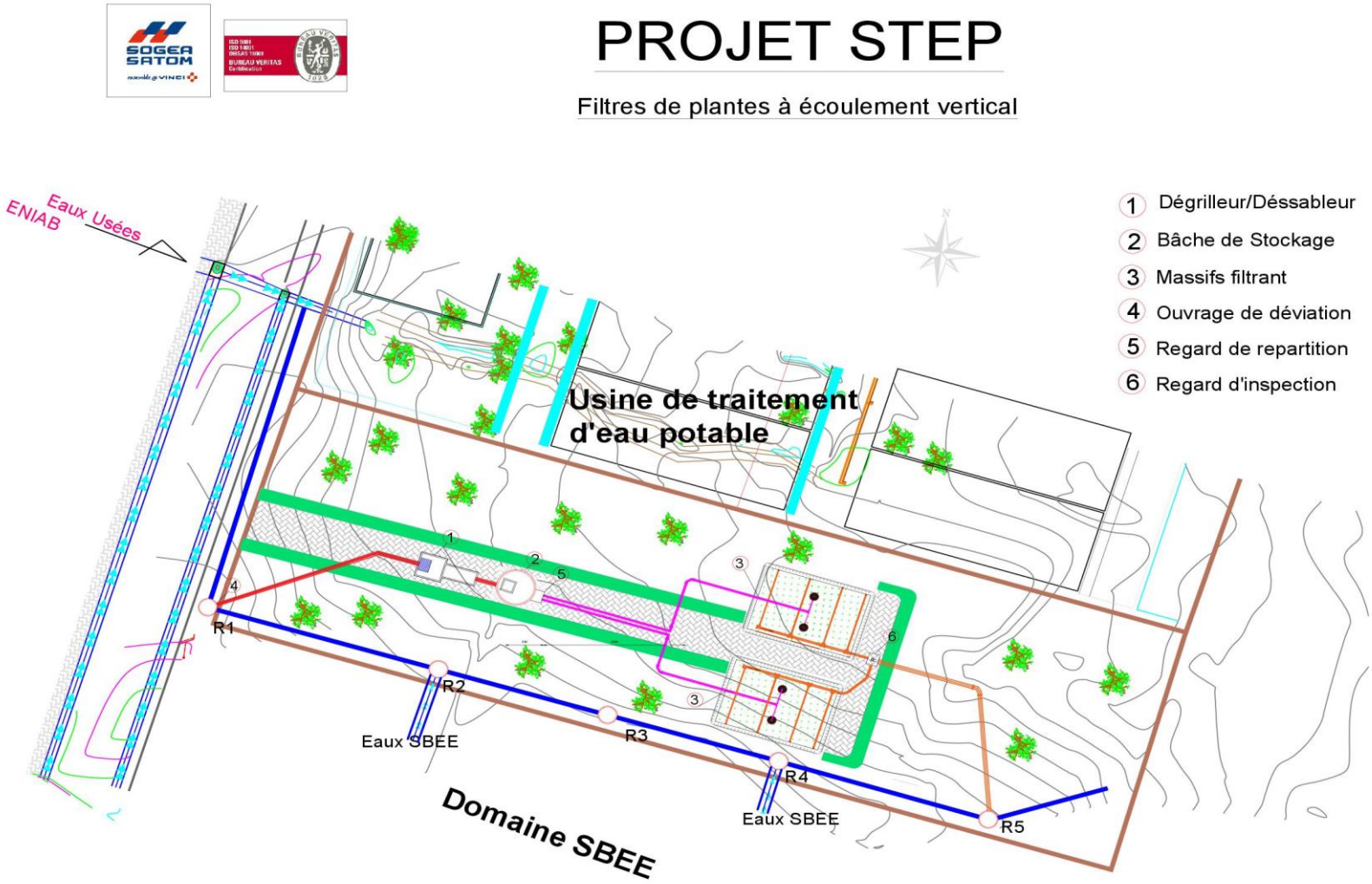
Le Responsable UAC

Dr. Onésime AKOWANOU

Campus Universitaire d'Abomey Calavi 01 BP 526 Cotonou lste@gmail.com / Tél : 00029 97 989 827

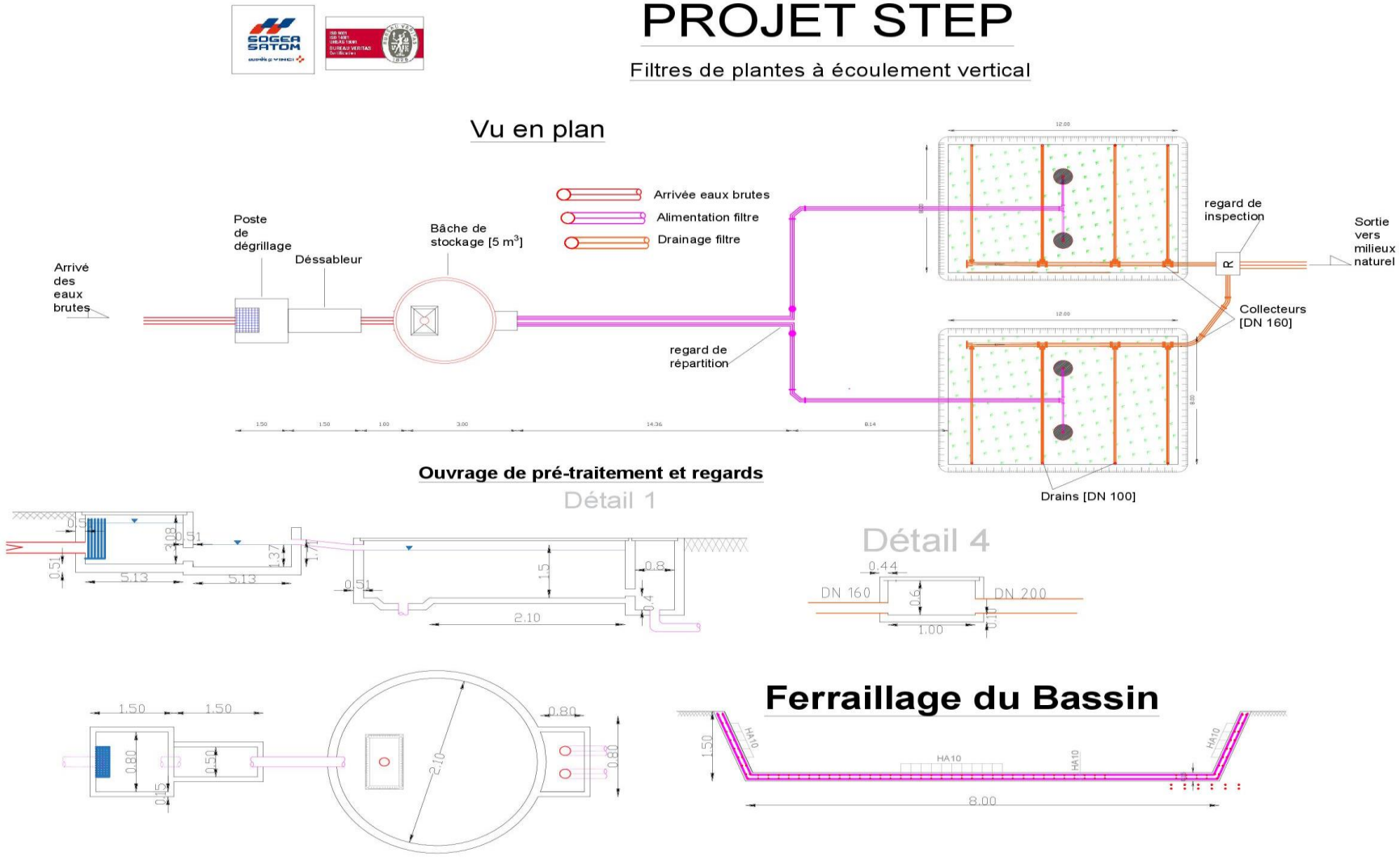
Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 4 : Plan d'implantation de la STEP



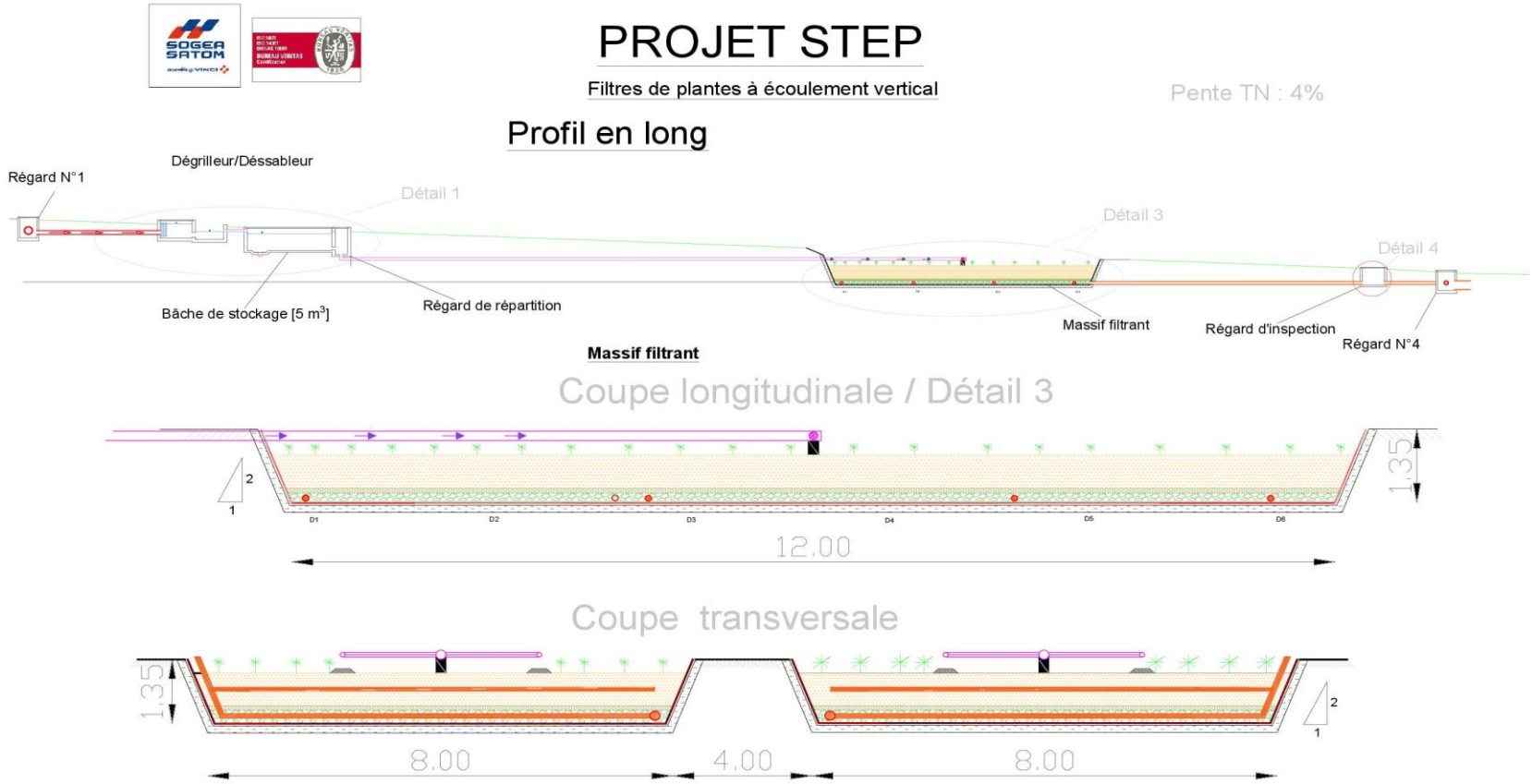
Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 5 : Vue en plan de la STEP



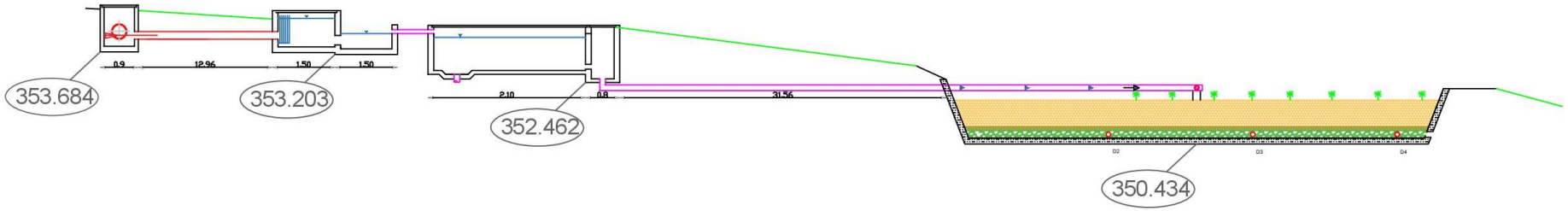
Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

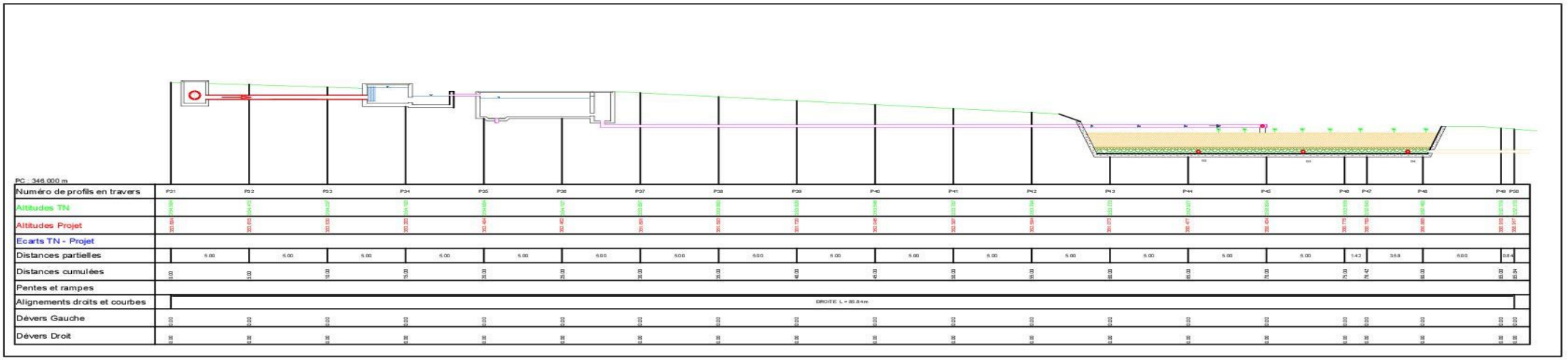
Annexe 6 : coupes STEP



Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 7 : Profil en long STEP

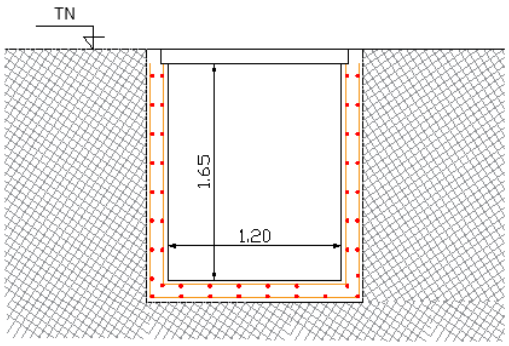




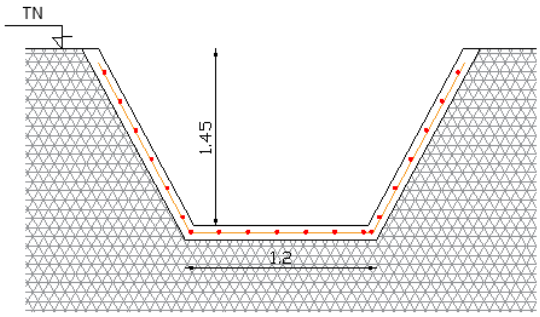
Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Annexe 8 : Caniveaux C2 et C5

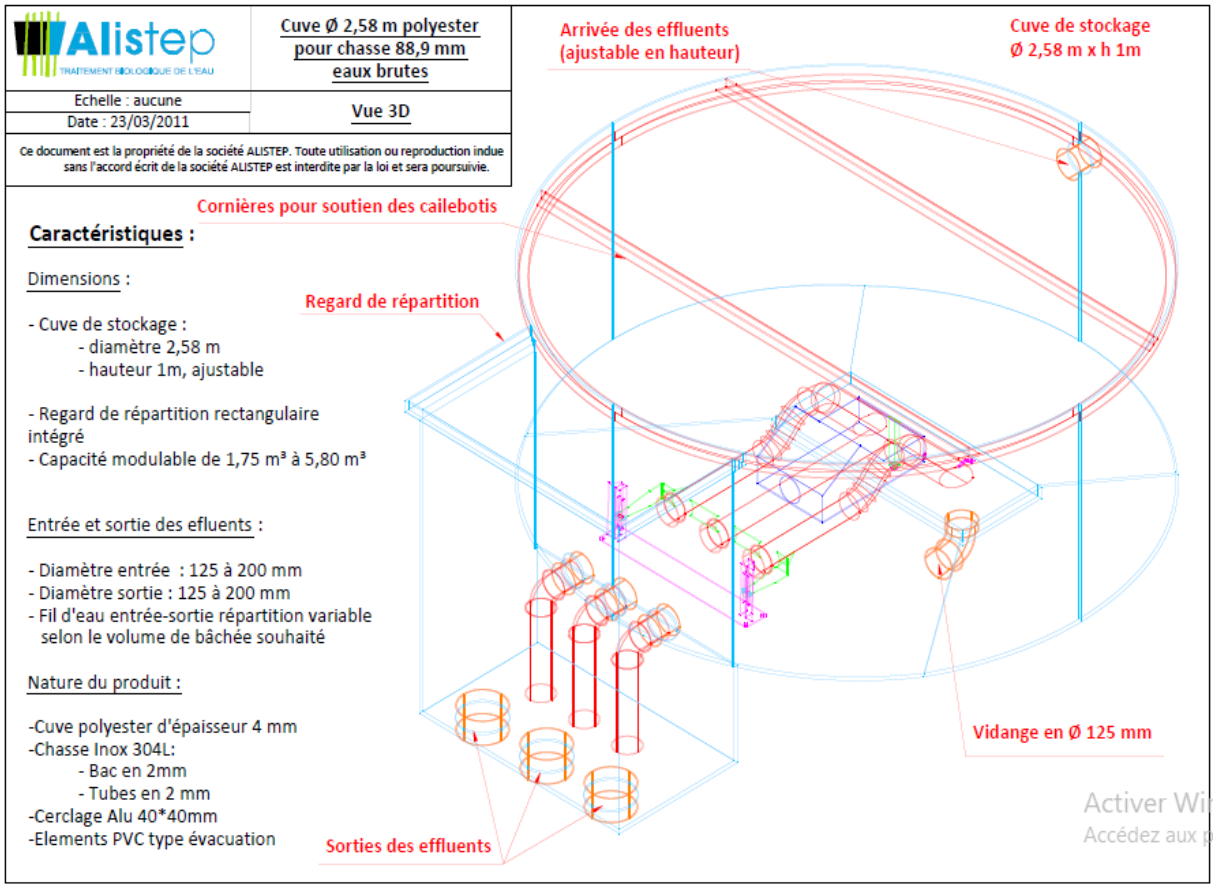


Coupe transversale C2



Cpoue transversale C5

Annexe 9 : Fiche technique de l'équipement de chasse d'eau



Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

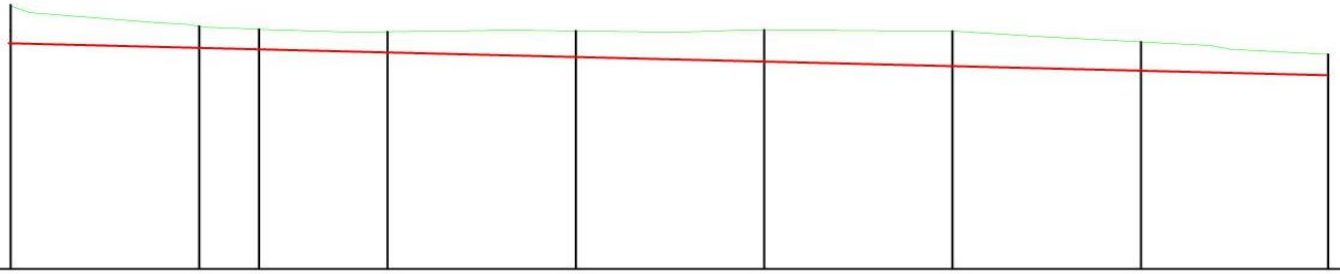
Annexe 10 : Profil en long des caniveaux

Profil dessiné par AutoPISTE

Profil : Axe 1

Echelle en X : 1/100

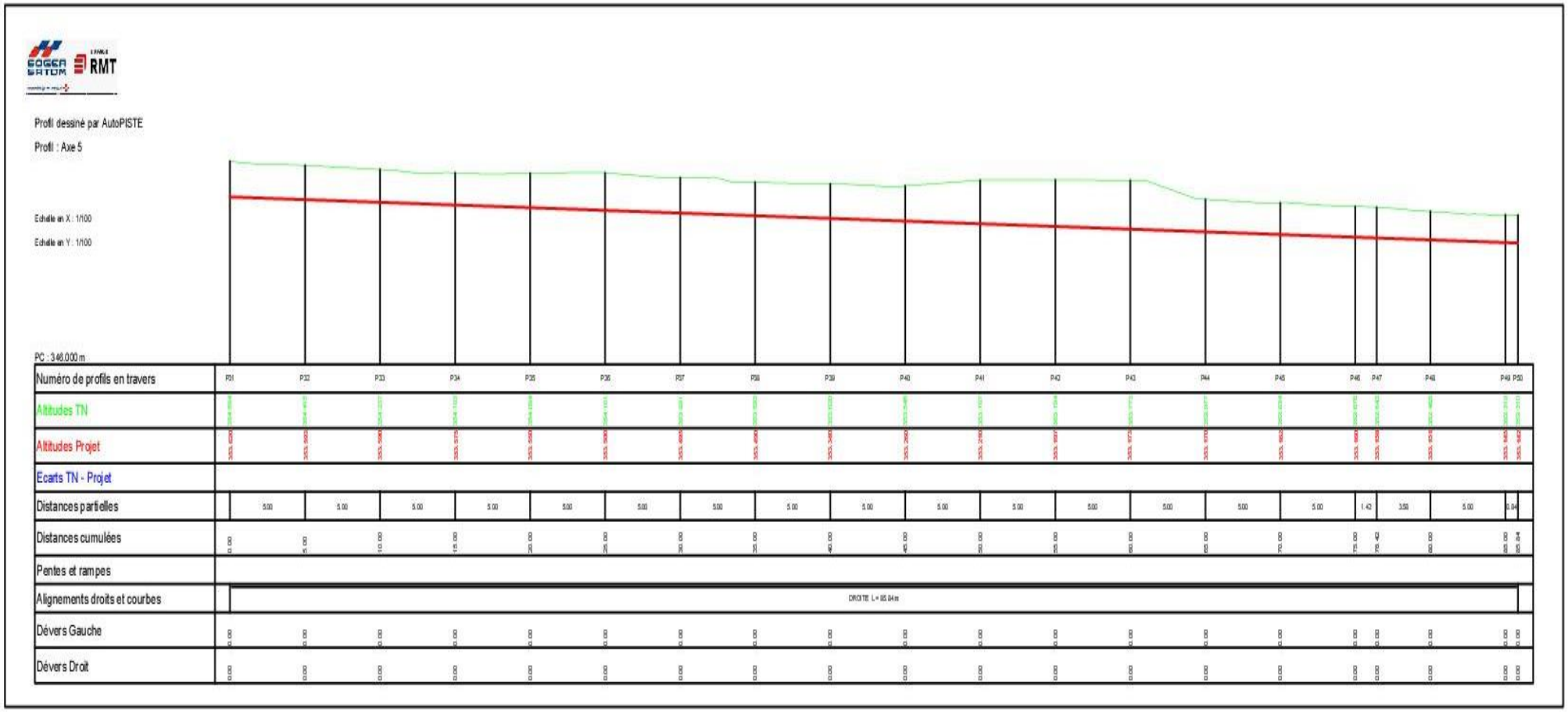
Echelle en Y : 1/100



PC : 348.000 m

Numéro de profils en travers	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09
Altitudes TN	355.372	355.511	355.412	355.341	355.383	355.425	355.730	355.464	355.002
Altitudes Projet	354.17	354.151	354.112	354.087	354.072	354.069	354.061	354.055	354.024
Ecarts TN - Projet									
Distances partielles		5.00	1.59	3.41	5.00	5.00	5.00	5.00	4.97
Distances cumulées	0.00	5.00	6.59	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	34.97
Pentes et rampes									
Alignements droits et courbes		DROITE L = 6.59 m		DROITE L = 28.38 m					
Dévers Gauche	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Dévers Droit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**



Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**