

PROGRAMME DE COOPERATION DECENTRALISEE

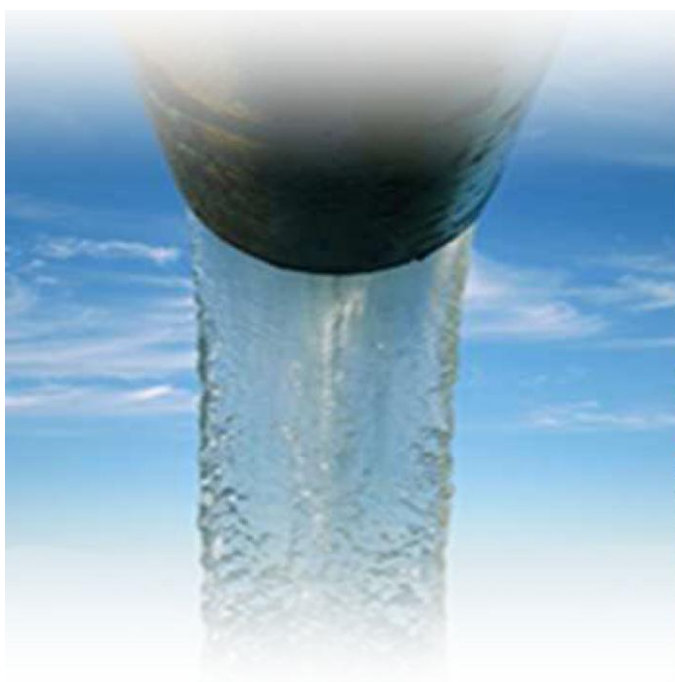


COMMUNE DE WAOUNDE



VILLE DE VALENCE

APPUI A LA COMMUNE DE WAOUNDE POUR L'ELABORATION D'UN SCHEMA COMMUNAL D'ASSAINISSEMENT



ELABORATION DU RAPPORT FINAL DU SCHEMA COMMUNAL D'ASSAINISSEMENT Version Finale



Cofinancée par l'Agence de l'eau Rhône Méditerranée Corse



ETUDE INGENIEURIE



SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS	3
LISTE DES TABLEAUX	3
1. PREAMBULE	4
2. CADRES INSTITUTIONNEL ET LEGISLATIF DE L'ASSAINISSEMENT AU SENEGAL	4
A CES ACTEURS PUBLICS, IL Y A LIEU D'AJOUTER LES ONG ET LE SECTEUR PRIVE.....	4
3. OBJECTIFS DE L'ETUDE	6
4. DONNEES DE BASE	7
5. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES DOMESTIQUES	8
5.1. Justification de la solution retenue.....	8
5.2. Description des ouvrages de la solution retenue	8
5.2.1. Latrines «sèches» VIP double fosse	8
5.2.2. Bac à laver puisard	9
5.2.3. Douche puisard.....	10
5.3. Dimensionnement des ouvrages	10
5.3.1. Les fosses VIP.....	10
5.3.2. Le puisard du BALP.....	11
5.3.3. Gestion des boues de vidange	12
5.4. Coût d'investissement de l'assainissement des eaux domestiques.....	12
6. ASSAINISSEMENT COMMUNAUTAIRE	13
6.1. Description de la solution retenue	13
6.2. Dimensionnement des latrines des édicules publiques	13
6.3. Coût d'investissement des édicules publics	14
6.4. Exploitation des édicules publics	14
6.5. Phasage des travaux	15
7. ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES.....	17
7.1. Etude de la voirie.....	17
7.1.1. Les paramètres généraux	17
7.1.1.1. Le tracé en plan.....	17
7.1.1.2. Le profil en long	18
7.1.2. Les paramètres particuliers	18
7.1.2.1. Le profil en travers type	18
7.1.2.2. Les données de Trafic.....	18

7.1.2.3. Les caractéristiques de la plate forme	19
7.1.3. Justification des chaussées	19
7.1.3.1. Données et hypothèses de calcul	19
7.1.3.2. Calcul des contraintes et déformations.....	21
7.1.3.3. Conclusions.....	21
7.2. Etude des ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux pluviales.....	22
7.2.1. Critères de dimensionnement et méthode de calcul.....	22
7.2.1.1. Evaluation des débits de projet.....	22
7.2.1.2. Le coefficient de ruissellement	23
7.2.1.3. L'intensité de la pluie de projet.....	25
7.2.1.4. Superficie drainée	26
7.2.2. Dimensionnement hydraulique des caniveaux	26
LISTES DES ANNEXES	31
BIBLIOGRAPHIE	32

LISTE DES ABREVIATIONS

BALP	: Bac à laver-Puisard
FS / PP	: Fosse Septique / Puits Perdu
JMP	: Joint Monitoring Program (OMS/UNICEF)
OAE	: Ouvrage d'Assainissement des Excrétas
ONAS	: Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
PEPAM	: Programme d'Eau Potable et d'Assainissement du Millénaire
STEP	: Station d'Épuration
TCM	: Toilette à Chasse Manuelle
VIP	: Ventilated Improved Pit

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Quantitatif des édicules publics à réaliser.....	13
Tableau 2 : Caractéristiques des ouvrages des édicules.....	14
Tableau 3 : Récapitulatif des couts d'investissement par phasage	17
Tableau 4 : Caractéristiques géotechnique de la plate forme.	19
Tableau 5 : Coefficients de ruissellement de différentes surfaces	24
Tableau 6 : Coefficients de ruissellement de différents types d'occupations du sol	24
Tableau 7 – IDF de référence zone nord du Sénégal	25
Tableau 8: Présentation des débits de pointe des caniveaux.....	26
Tableau 9: Récapitulatif des dimensions du bassin de stockage	28
Tableau 10 : Récapitulatif de l'évaluation financière de l'assainissement des eaux pluviales....	29
Tableau 11 : Récapitulatif de l'évaluation financière de l'assainissement des eaux pluviales par phase	30

1. PREAMBULE

Dans les zones urbaines et périurbaines des pays en développement, l'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales et la gestion des déchets solides font partie des préoccupations les plus importantes pour les décideurs, aussi bien au niveau central qu'au niveau des structures décentralisées. Ainsi, le Gouvernement du Sénégal et les Collectivités Locales, soutenus en cela par les partenaires au développement, accordent une importance particulière à ces questions.

L'accroissement démographique important à Waoundé appelle des mesures à la fois urgentes et bien réfléchies pour une bonne maîtrise de la gestion des eaux usées domestiques, des eaux pluviales et des déchets solides. C'est la raison pour laquelle, la commune de Waoundé, avec l'appui de la ville de Valence par l'intermédiaire de l'ONG ADOS a initié la présente étude sur l'assainissement liquide et solide de la commune.

2. CADRES INSTITUTIONNEL ET LEGISLATIF DE L'ASSAINISSEMENT AU SENEGAL

2.1. Cadre institutionnel de l'Assainissement liquide au Sénégal

Les acteurs institutionnels du secteur de l'assainissement liquide au Sénégal sont les suivants :

- l'Etat dont les principales missions s'articulent autour de la définition de la politique sectorielle et de l'élaboration d'un cadre législatif et réglementaire. L'Etat intervient principalement à travers deux ministères ;
 - le Ministère en charge de l'Assainissement qui intervient dans la préparation et la mise en œuvre de la politique de l'Etat dans le domaine de l'assainissement liquide ;
 - et le Ministère en charge de l'élaboration du Plan de Développement Economique et Social et du Programme Triennal d'Investissement Public, ainsi que de la coordination de l'intervention des bailleurs de fonds.
- la Direction de l'Assainissement du Ministère en charge de l'assainissement qui exerce la tutelle sur l'Office National de l'Assainissement du Sénégal (ONAS) et qui est chargé de la politique et de la maîtrise d'ouvrage des travaux d'assainissement en milieu rural ;
- l'ONAS, issu de la réforme du secteur de l'Hydraulique urbaine et de l'Assainissement intervenue en 1995, chargé de la maîtrise d'ouvrage des travaux d'assainissement ainsi que de l'exploitation et de la maintenance des ouvrages d'assainissement d'eaux usées et d'eaux pluviales en milieu urbain ;
- les communes à qui les lois 96-06, 96-07, 96-09 du 22 mars 1996 relatives à la décentralisation accordent une plus grande responsabilité dans la gestion de leurs localités.

A ces acteurs publics, il y a lieu d'ajouter les ONG et le secteur privé.

2.2. Cadre institutionnel de l'Assainissement solide

L'assainissement des déchets solides est confié à l'Agence Nationale de la Propreté du Sénégal (APROSEN). Le décret n° 2006-08 du 9 janvier 2006, portant création, organisation et fonctionnement de l'APROSEN indique que "cette agence donnera à l'État l'opportunité d'appuyer équitablement toutes les collectivités du pays, notamment dans la planification des programmes de gestion de la salubrité, le suivi-évaluation de leur mise en œuvre, l'information et la sensibilisation du public ainsi que la recherche opérationnelle et la formation des acteurs impliqués".

L'APROSEN est un organisme public d'appui-conseil et d'aide à la prise de décision dans le domaine de la salubrité. Elle vise à instaurer et maintenir un cadre de vie de meilleure qualité favorable au bien-être et à l'épanouissement des populations sur toute l'étendue du territoire national en assurant une veille permanente sur les normes et actions de salubrité publique. À ce titre, elle est chargée, entre autres, de :

- élaborer pour le compte de l'État, les politiques et programmes de lutte contre l'insalubrité ;
- assister les collectivités locales dans la planification et la mise en œuvre de leurs programmes ;
- assurer le suivi-évaluation des activités de lutte contre l'insalubrité ;
- promouvoir l'installation d'infrastructures et d'équipements appropriés de lutte contre l'insalubrité ;
- renforcer les capacités des acteurs intervenant dans la lutte contre l'insalubrité ;
- développer l'information, l'éducation et la sensibilisation du public et appuyer les initiatives de base en matière de salubrité ;
- faciliter le partenariat et appuyer les collectivités locales dans le cadre de la coopération internationale et/ou décentralisée ;
- et susciter la synergie entre les différents partenaires (État, Collectivités locales, ONG, populations, partenaires au développement et autres partenaires techniques et financiers) ;

L'APROSEN peut réaliser des études et prêter toute assistance et conseil aux collectivités locales et aux organismes publics ou privés, en matière de lutte contre l'insalubrité. À ce titre, l'Agence peut conclure des conventions avec les parties concernées.

2.3. Cadre législatif de l'Assainissement au Sénégal

Dans le domaine de la gestion des eaux usées, la législation sénégalaise a élaboré un cadre juridique qui régit, entre autres, l'usage des ressources en eau du Sénégal ainsi que leur protection. Cette problématique fondamentale pour le développement socio-économique du pays est régie par différents textes de loi répartis dans quatre codes : le code de l'Eau, le code

de l'Hygiène, le code de l'Environnement et le code de l'Assainissement. La gestion des eaux usées domestiques occupe une place importante dans ce dispositif juridique.

- La loi 2001-01 du 15 janvier 2001 portant code de l'Environnement a pour objet d'établir les principes fondamentaux destinés à gérer, à protéger l'Environnement contre toutes les formes de dégradation (article L3). Le cas de la gestion des eaux est abordé de manière directe ou indirecte par plusieurs articles dont l'article L63 qui interdit tout déversement, écoulement, rejet de toute nature susceptible de provoquer ou d'accroître la pollution des eaux continentales et/ou eaux de mer. Une taxe de pollution est même prévue à l'article L73.

Le décret d'application du code de l'Environnement n° 2001-282 du 12 avril 2001 exige le traitement préalable des eaux résiduaires avant leur rejet dans le milieu naturel, pour toutes les industries, les structures étatiques et **les collectivités locales**.

- La loi 81-13 du 04 mars 1981 portant code de l'Eau fixe, de manière précise, les conditions d'utilisation et de rejet des déchets liquides domestiques dans le milieu naturel en ses articles L49, L61, L62 et L101.
- La loi 83-71 du 05 juillet 1983 portant code de l'Hygiène aborde les règles générales d'hygiène.
- La loi 2009-24 du 8 juillet 2009 portant Code de l'Assainissement précise, entre autres, les conditions du raccordement sur le réseau d'égout public.

Cet arsenal législatif couvre l'ensemble du domaine de l'assainissement liquide. Il est complété par les normes s'appliquant aux rejets d'eaux usées dans les limites du territoire national. Ces normes fixent la qualité des eaux usées susceptibles d'être rejetées dans le milieu naturel.

Concernant les déchets solides, le code de l'Environnement dans son chapitre 2 (articles L30 à L40) régleme leur gestion. En son article 30, le code stipule que "les déchets doivent être éliminés ou recyclés de manière écologiquement rationnelle afin de supprimer ou de réduire leurs effets nocifs sur la santé de l'homme, sur les ressources naturelles, la faune et la flore ou la qualité de l'Environnement". Dans les articles 32 et 36, le code de l'Environnement engage la **responsabilité des collectivités locales**, de l'Etat et des entreprises agréées dans la gestion des déchets solides ménagers.

3. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Le projet de l'étude du schéma communal d'assainissement de la commune de Waoundé vise principalement les objectifs suivants :

- doter la commune de Waoundé d'un plan d'assainissement pour chacun des volets eaux usées, eaux pluviales et déchets solides, en proposant plusieurs alternatives en fonctions des contraintes physiques, socio-économique et environnement ;

- impliquer les populations, de façon à ce qu'elles prennent conscience des problèmes identifiés ainsi que les causes qui les génèrent, des solutions proposés et des comportements à adopter pour une gestion efficace de l'hygiène et de l'assainissement.

Pour atteindre ces objectifs, l'étude s'articule autour de trois principales phases successives :

- la phase diagnostic;
- la phase de l'élaboration des scénarios d'assainissement ;
- et la phase de l'élaboration du schéma communal d'assainissement objet du présent rapport.

4. DONNEES DE BASE

Les données de base ont été collectées et documentées dans le cadre de la première phase de l'étude diagnostic. Pour cette présente phase, ce n'est qu'un petit résumé des données les plus importants et les plus caractéristiques qui sera présenté.

Localisation : La commune de Waoundé se trouve à l'extrême Est du Sénégal, sur la rive gauche du fleuve Sénégal. D'une superficie de 9 km², elle se situe à 70 km d'Ourossogui, à l'Ouest de la Route Nationale N°2. Coordonnées géographiques : 15°16'N en latitude et 12°52'W en longitude.

Dans l'actuel découpage administratif du Sénégal, elle se situe dans le Département de Kanel qui est l'un des trois départements de la Région de Matam. Elle est limitée à l'Est par la CR d'Orkadiéré, à l'Ouest par Bokiladji, au Nord par le fleuve Sénégal et au Sud par la région de Tambacounda. Elle se trouve ceinturée aux 2/3 par la communauté rurale de Bokiladji.

Population : La population totale a été estimée à 10 581 habitants en 2011. Avec un taux d'accroissement de 3.1%, La population prévue en 2025 est estimée à 16 224 habitants.

Pluviométrie : Le climat est caractérisé par une courte saison des pluies allant de juillet à octobre avec une moyenne annuelle de 479 mm dans la période de 2000-2009.

Température : La température moyenne annuelle est de 30.3°C avec des minima au mois de Décembre (jusqu'à 17°C) et des maxima entre février et juin qui peuvent atteindre 48°C.

Topographie : Le relief est de manière générale plat avec des points en certains endroits de la commune (voir annexe 1)

Pédologie : Le relief de la commune de Waoundé est de manière générale plat et les sols sont essentiellement argileux dans le Walo et argilo-sableux dans le Dièry.

Hydrologie : La commune de Waoundé est entourée par le fleuve Sénégal à l'Est, à l'Ouest et au Sud. Aux eaux du fleuve, s'ajoutent deux marigots permanents (le Haïré et le Modingoulou), ainsi que quelques mares temporaires.

Hydrogéologie : La profondeur de la nappe phréatique varie de 25 à 100 m.

Consommation en eau : En moyenne le waoundanké consomme quotidiennement 46 litres d'eau.

5. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES DOMESTIQUES

5.1. Justification de la solution retenue

Les pratiques actuelles d'assainissement des eaux usées dans la commune, le choix fait par les populations au cours de la séance de restitution du rapport provisoire et l'analyse des tableaux 3 et 5 du rapport APS montrent que dans le contexte de Waoundé :

1. pour ce qui est de l'assainissement individuel, la latrine VIP et la fosse septique/puits perdu sont les ouvrages d'assainissement des excréta les plus indiqués, car largement présentes dans la commune et bien connues des populations ;
2. la fosse septique est moins adaptée dans la commune que la latrine VIP du fait de l'absence de camions de vidange liée à la faible taille du marché de la vidange, mais également à cause de l'inexistence de station de traitement des boues de vidange ;
3. l'assainissement collectif (classique ou semi-collectif) n'est pas adapté au contexte économique de la commune en raison du niveau de vie des populations et donc des capacités financières de la mairie à exploiter durablement les ouvrages ;
4. la variante 1.1 de l'APS est la plus intéressante sur les plans technique et financier.

Ces quatre arguments amènent donc à s'orienter vers la **sous-variante 1.1.** de l'APS.

La solution retenue pour l'assainissement des eaux usées domestiques de Waoundé est celle qui prévoit l'assainissement individuel pour les concessions (latrine VIP double fosses, BALP et Douche-Puisard) et les édicules publics pour les lieux publics.
Les lieux publics seront dotés d'un édicule public de type TCM comportant six cabines, quatre urinoirs et deux lavabos.

5.2. Description des ouvrages de la solution retenue

5.2.1. Latrines «sèches» VIP double fosse

La dénomination « latrines sèches » signifie que ces latrines n'ont pas besoin d'eau pour fonctionner. Elles sont constituées de trois éléments principaux :

- Deux fosses qui permettent le stockage des excréta et l'infiltration dans le sol des matières liquides

Les fosses des latrines ne sont pas étanches. En fonction du type de sol, les parois de la fosse seront construites ou non. Si la fosse est construite, des espaces devront être laissés entre les parpaings pour permettre l'infiltration des liquides. La profondeur de la fosse peut varier de 2

mètres (fosse construite) à 20 mètres (fosse non construite) en fonction de la qualité du sol, du nombre d'usagers, de la présence de la nappe phréatique et du montant que le bénéficiaire est prêt à investir dans cet équipement.

- Une dalle avec un trou de défécation

La dalle d'une épaisseur de 10 cm sera en béton bien lisse au dessus pour faciliter le nettoyage. Le béton sera dosé à 350kg/m^3 , la dalle comporte aussi un couvercle pour fermer le trou de défécation ou bien un trou de ventilation. Le trou de défécation doit avoir une forme allongée pour bien récupérer les urines et éviter de salir la dalle. Pour les enfants des écoles, les dalles comporteront un trou de dimension inférieure. L'étanchéité sera parfaite entre la dalle et les murs ou la ceinture de béton sur laquelle repose la fosse pour éviter la prolifération d'insectes (blattes, etc.).

Un tuyau de ventilation sera ajouté à chaque fosse.

- Une cabine ou superstructure

La cabine offre l'intimité ainsi que la protection des usagers contre les intempéries. Elle évite aussi que la fosse ne se remplisse d'eau pendant la saison des pluies. Elle sera construite en dur.

La fosse doit être dimensionnée en fonction du nombre d'usagers, de la durée de remplissage et du taux d'accumulation des excréta qui est de $0,04\text{ m}^3/\text{an}$ et par personne. Les plans de détails sont présentés dans **l'annexe 1**.

5.2.2. Bac à laver puisard

Le bac à laver puisard est un ouvrage composé de deux parties distinctes reliées par un tuyau en PVC 75:

- la superstructure : le bac à laver

Le bac à laver est un ouvrage maçonné constitué d'une murette de 35 cm de hauteur, laquelle repose sur un socle carré en béton armé dosé à 350kg/m^3 de 2 m de côté et 15 cm d'épaisseur. La plomberie du bac comprend une bonde de sol $12*12$, une réduction 75/50, un coude 75 et un tuyau PVC $\varnothing 75$. Le bac sert à collecter et à diriger les eaux usées de lavage de cuisine et de linge dans le puisard. Le radier (socle) est composé uniquement de fer 8 avec des espacements de 15 cm.

- l'infrastructure : le puisard

Le puisard est un ouvrage généralement circulaire destiné à assurer un minimum d'épuration de la pollution dissoute contenue dans les effluents des fosses septiques ou dans les eaux ménagères (cuisine, lessive, vaisselle, etc.).

Ces avantages sont liés au fait qu'il permet :

- de canaliser les eaux usées

- d'évacuer dans le sol les eaux résiduaires faiblement chargées en matières en suspension et en pollution organique ;
- de gérer les eaux résiduaires in situ.

Les plans de détails du système sont présentés dans **l'annexe 2**

5.2.3. Douche puisard

La douche puisard est un ouvrage composé de deux parties distinctes reliées par un tuyau en PVC 75.

- La douche

Elle est composée d'une cabine et offre l'intimité ainsi que la protection des usagers contre les intempéries. Elle évite aussi que la fosse ne se remplisse d'eau pendant la saison des pluies. Elle sera construite en dur.

- Le puisard

Il est du même type que le puisard du bac à laver. Les plans concernant la douche sont présentés dans **l'annexe 3**

5.3. Dimensionnement des ouvrages

5.3.1. Les fosses VIP

Le dimensionnement de chacune des fosses est donné par la formule :

$$V_u = A \times U \times D$$

V_u : Volume utile ou volume unitaire, en m³

A : Taux d'accumulation des boues, en m³/usager/an

U : Nombre d'usagers

D : Durée du remplissage de la fosse

Le taux d'accumulation dans les conditions socioéconomiques sahéniennes est de 0,04 m³/usager/an.

Donc avec les hypothèses ci dessous :

$A=0,04$ m³/usager/an

$U= 13$ usagers (on considérera des concessions de 13 usagers)

$D= 5$ ans

On a alors le volume utile de la fosse :

$$V_u = 0.04 * 13 * 5 = 2.60 \text{ m}^3$$

On considérera alors deux fosses en fonctionnement alternatives avec pour chacune :

- **I= 0.75 m**
- **L=1.80 m**
- **Hu= 2.0 m**

Les détails des notes de calcul est dans **l'annexe 4**

5.3.2. Le puisard du BALP

Le dimensionnement du puisard dépend du débit d'eau journalier à infiltrer et de la perméabilité du sol. La profondeur H_u du puisard de diamètre D est déterminée par la formule :

$$V_u = Q / (\pi \times K \times D)$$

Q : débit journalier (m^3/j)

K : perméabilité du sol ($m^3/m^2/j$)

D : diamètre du puisard (m)

On considérera un rejet spécifique d'eau usée par jour et par personne de 36.80l au niveau du puisard soit $Q = 0.48 m^3/j$ pour 13 personnes habitant la concession.

Les méthodes de perméabilité in situ ne sont intéressantes que ponctuellement. Il est même préconisé de faire au moins deux sondages sur la partie du terrain (concession) où sera implanté le dispositif d'infiltration car le sol d'une même parcelle est rarement homogène. Par conséquent, au stade de l'APD, il ne nous semble pas envisageable d'effectuer ces essais à l'échelle de la commune de Waoundé. Il serait en effet impossible de le faire pour chaque bénéficiaire et même un échantillonnage ne serait valable qu'au droit même du test. De ce fait, la revue documentaire effectuée dans la phase diagnostic nous a permis de déterminer les différents types de sol rencontrés dans la commune de Waoundé. Les sols à Waoundé sont essentiellement argileux dans le Walo et argilo-sableux dans le Diery. Ainsi, nous avons dimensionné les puisards avec la perméabilité des sols les moins perméables de la commune (contrainte maximale avec le sol argileux).

La perméabilité a été évalué par rapport à la nature du sol le plus défavorable (sol argileux) et la valeur de $K = 0.1 m^3/m^2/j$ a été retenue. Pour un puisard de diamètre intérieur $D=1m$, on a :

$$H = \frac{0.48}{3.14 \times 0.1 \times 1} = 1,52 \text{ m}$$

On considérera alors pour le puisard :

- Un diamètre intérieur **D =1 m**
- Une profondeur utile **H = 1,60 m**

5.3.3. Gestion des boues de vidange

La solution retenue est la mise place de latrines VIP double fosses. Pour ce type de latrine, les boues produites sont sèches et hygiénisées, donc sans danger pour la santé, mais utiles pour l'amendement du sol.

A Waoundé, 97.7% des ménages disposent présentement d'ouvrages de gestion des excréta dont 46% de latrines VIP, 38% de latrines traditionnelles et seulement 13.7% des ménages disposent de fosses septiques.

Le marché de la vidange des fosses n'est donc pas suffisamment important pour justifier de la mise en place d'un système de gestion des boues de fosses septiques (système de pompage/transport, station de traitement des boues et réutilisation des boues traitées). Il faut dire que le traitement des boues, ce n'est pas simplement un séchage ; il faut bien épurer les lixiviats avant rejet dans la nature (fleuve). Dans le cas de Waoundé, les coûts d'investissement et d'exploitation seraient trop élevés en regard du nombre de concessions concernées (environ 110 ménages). Il n'y a donc pas de rentabilité économique.

5.4. Coût d'investissement de l'assainissement des eaux domestiques

Le coût d'investissement pour la mise en place de l'ensembles des ouvrages prévu pour l'assainissement des eaux usées domestiques est estimé à la somme de **six cent vingt quatre millions de FCFA Hors Taxes (624 000 000 FCFA HT)**. Le détails des couts est dans les **annexes 5 ,6 et 7**. Ce coût sera intégralement pris en charge par la commune et ses partenaires.

6. ASSAINISSEMENT COMMUNAUTAIRE

6.1. Description de la solution retenue

Il est prévu de réaliser des édicules publics au niveau des établissements de la commune recevant du public et présentant un déficit de cabines. Les édicules seront construits suivant le modèle standard adopté par le PEPAM. Ils comprendront six cabines, deux lavabos et quatre urinoirs. Les eaux des WC seront acheminées vers deux fosses non étanches qui sont utilisées alternativement. Quant aux eaux de douche et des lavabos, elles seront évacuées vers deux puits perdus à fonctionnement continu. Les plans de détails des édicules publics sont présentés dans les **annexes 8 et 9**. Au total, quatre édicules publics seront réalisés (tableau 1).

Tableau 1 : Quantitatif des édicules publics à réaliser

Etablissement communautaire	Types d'édicules		Nombre prévu
		Effectif	
Ecole élémentaire 1	Type 1	800	1
Centre de formation professionnelle	Type 1	200	1
Ecole franco arabe	Type 1	508	1
Marché	Type 2		1

Selon l'établissement communautaire concerné, les six cabines sont soit des WC uniquement, soit des WC et des douches. Prenant en compte l'aspect genre, les cabines seront réparties de manière égalitaire entre les hommes et les femmes, à l'exception des urinoirs qui seront réservés aux hommes.

Les établissements d'enseignement et de formation ne seront pas dotés de cabine douche. Par contre, le marché disposera de douches qui permettront d'améliorer l'hygiène corporelle de bon nombre de personnes, notamment celles qui sont chargées de la propreté du marché et celles qui exécutent des travaux manuels (transport des marchandises avec les pousse-pousse par exemple).

6.2. Dimensionnement des latrines des édicules publiques

Pour dimensionner les fosses des latrines publiques nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_u = A \times U \times D$$

V_u : Volume utile ou volume unitaire, en m³

A : Taux d'accumulation des boues, en m³/usager/an

U : Nombre d'usagers

D : Durée du remplissage de la fosse

Dans l'hypothèse d'un passage dans chaque cabine (WC et douche) en moyenne une fois toutes les 20 mn pendant 8 heures d'utilisation pour les écoles et 12 heures d'utilisations pour le marché

Pour le nombre d'usagers au niveau des écoles nous avons estimé une fréquentation de 24 personnes par cabine et par jour. (De 8h à 13h le matin et de 15h à 18h l'après midi tandis que pour le marché l'édicule fonctionne de 7h à 19 h pour une fréquentation de 36 personnes par cabine et par jour)

les édicules publics retenus sont caractérisés par les données suivantes :

- six cabines WC pour l'édicule type 1. Avec ce nombre de cabines, l'emprise totale pour les cabines est de 29,4 m² ;
- quatre cabines WC et deux douches pour l'édicule type 2. Avec ce nombre de cabines, l'emprise totale pour les cabines est de 29,4 m² ;

Tableau 2 : Caractéristiques des ouvrages des édicules

Etablissement communautaire	Nombre de cabine WC	Nombre d'usager par jour	Volume utile (m3)	Rayon de la fosse type TCM (m)
Ecole élémentaire 1	06	144	3,6	1,5
Centre de formation	06	144	3,6	1,5
Ecole franco arabe	06	144	3,6	1,5
Marché	04	144	3,6	1,5

Les détails du dimensionnement des fosses sont dans l'annexe 4

6.3. Coût d'investissement des édicules publics

Le coût d'investissement pour les quatre édicules publics à réaliser est estimé à la somme de **vingt sept millions de francs CFA HT (27 000 000 FCFA HT)**. Les détails des coûts est dans les annexes 10 et 11 Ce coût sera intégralement pris en charge par la commune et ses partenaires.

6.4. Exploitation des édicules publics

La mise en service de tout édifice est subordonnée :

- d'une part à son approvisionnement en eau potable, pour permettre un entretien adéquat des ouvrages. Ainsi, les édicules à réaliser disposeront d'un branchement au réseau public de distribution d'eau;
- et d'autre part, à la mise en place d'un comité de gestion ou éventuellement de membres d'un GIE au cas où la gérance leur serait confiée

Dans le cas des établissements d'enseignement public, les charges d'exploitation va s'appuyer sur la main d'œuvre des parents d'élève et celle des élèves pour l'entretien quotidien et pour la

vidange des fosses. Dans ce cas, nous proposons que la mairie prenne en charge le coût des équipements et produits d'entretien pour l'ensemble des six établissements d'enseignement publics que compte la commune de Waoundé, soit un montant global de 420 000 FCFA/an.

Dans le cas du marché, son comité de gestion sera responsable de la gestion de l'exploitation et de la maintenance des ouvrages, avec le recrutement d'un préposé. Les charges annuelles d'exploitation sont évaluées 500 000 FCFA, soit en moyenne 1370 FCFA par jour. Avec un ticket de 25 FCFA pour la défécation, il faudrait 55 passages par jour pour couvrir les charges d'exploitation. Ce calcul ne prend pas en compte l'utilisation des douches et des urinoirs. Au cas où les charges d'utilisation ne couvriraient pas les coûts d'exploitation, le comité de gestion pourra recourir à sa propre caisse ou solliciter la mairie pour combler le déficit.

Toutefois, la contrainte majeure pour la réussite de la gestion des édicules publics est liée au fait que l'expérience montre que, de manière globale, le sénégalais n'est pas toujours disposé à payer ce type de service. Une subvention de la commune pour l'achat des produits d'entretien peut donc s'avérer nécessaire.

6.5. Phasage des travaux

Le phasage a pour objectif principal de définir l'ordre de priorité des interventions et les montants alloués pour chaque phase.

6.5.1. Tranches d'interventions

Dans sa totalité, le coût d'investissement total nécessaire pour doter la Commune de Waoundé d'un système d'assainissement durable basé sur un système d'assainissement individuel s'élève à environ **Six cent cinquante millions neuf cent sept mille Francs CFA HT (650 907 000 FCFA HT)**. Dans la commune les conditions économiques des populations et les possibilités budgétaires de la commune ne permettront pas des investissements d'un tel montant que dans un moyen ou long terme. Par rapport à un investissement de cette importance nous avons donc identifié et proposé un phasage des travaux à des couts supportables

- **Phase 1 (tranche prioritaire) : mise en place de :**
 - 161 VIP double Fosses
 - 548 Bacs à laver suivi de puisard
 - 162 Douche suivi de puisard
 - 01 Edicule public au marché
 - 03 édicules publics aux écoles et centres de formation professionnels
 - Populations concernées : 7124
 - Horizon : 2015
 - Cout d'investissement : **234 833 255 FCFA HT**

- **Phase 2 : Elle concernera la mise en place de :**
 - 161 VIP double Fosses
 - 548 Bacs à laver suivi de puisard
 - 162 Douche suivi de puisard
 - Populations concernées : 7 124
 - Horizon : 2020
 - Cout d'investissement : **207 721 013 FCFA HT**
- **Phase 3 : Elle concernera la mise en place de**
 - 161 VIP double Fosses
 - 548 Bacs à laver suivi de puisard
 - 163 Douche suivi de puisard
 - Populations concernées : 7 124
 - Horizon : 2025
 - Cout d'investissement : **208 353 166 FCFA HT**

Il ne nous semble pas pertinent de proposer un phasage par quartier, car les ouvrages d'assainissement individuel seront installés à la demande, le cout étant supporté en partie (financièrement et/ou en nature) par le bénéficiaire. Nous proposons donc que chaque tranche de réalisation soit adressée à toute la commune, pour tout ménage qui fait la demande et qui apporte sa contribution.

6.5.2. Récapitulatif des couts d'investissement

Le récapitulatif des coûts d'investissement totaux et pour les trois phases de réalisation du système d'assainissement est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Récapitulatif des coûts d'investissement par phasage

DESIGNATION DES OUVRAGES	Nombre total d'ouvrage à réaliser	Cout de réalisation					
		Phase 1 Horizon 2015		Phase 2 Horizon 2020		Phase 3 Horizon 2025	
Latrine VIP double fosses	484	161	71 688 953	161	71 688 953	162	72 134 226
BALP	1643	548	81 634 464	548	81 634 464	547	81 485 496
Douche	487	162	54 397 656	162	54 397 656	163	54 733 444
Edicule Type 2	1	1	6 828 225	0		0	
Edicule Type 1	3	3	20 283 957	0		0	
Cout total HTVA			234 833 255		207 721 073		208 353 166
TVA			42 269 986		37 389 793		37 503 570
TOTAL TTC			277 103 241		245 110 866		245 856 736

7. ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES

A la suite de la restitution de la phase l'APS de cette étude, la variante 3 a été retenue. Dans cette variante, la stratégie d'assainissement adoptée consiste à prévoir l'évacuation des eaux de ruissellement à partir des principales artères de la commune (5 720 ml au total) comme indiqué sur le plan de l'annexe 11. Ces artères sont aménagés avec des chaussées en pavés autobloquants. Le profil en long de ces différentes routes sont montés de sorte que les eaux de ruissellement soient évacués vers les exutoires constitués par le fleuve Sénégal, le marigot Moudigoulou (M3) et un bassin de stockage-infiltration aménagé au nord de la commune (Annexe 13 à 17). Le transfert de ces eaux de ruissellement des routes aux exutoires se fait par l'intermédiaire de caniveaux rectangulaires en béton armé.

La conception et le dimensionnement des chaussées de ces différents axes routiers ainsi que le dimensionnement du bassin de stockage-infiltration (Annexe 18 et Annexe 19) et des ouvrages de collecte des eaux pluviales sont présentés ci dessous.

7.1. Etude de la voirie

7.1.1. Les paramètres généraux

Les normes suivies dans la conception géométrique de la voirie sont celles définies par le guide pratique de la voirie urbaine de C.E.R.T.U – France.

7.1.1.1. Le tracé en plan

La voirie considérée est de type urbaine avec une vitesse de référence de 50 km / h. Les caractéristiques géométriques des sections telles que définies par C.E.R.T.U sont rappelées ci-après :

Les courbes de rayon compris entre Rnd et Rdm sont déversées vers l'intérieur du virage avec une pente transversale de 2,5%.

Les courbes de rayon inférieur à Rdm sont déversées vers l'intérieur du virage avec une pente transversale dont la valeur est fixée par interpolation linéaire, en fonction de la valeur de $1/R$, entre 2,5% pour Rdm et 7% pour Rm.

Raccordements progressifs : Les courbes de rayon inférieur à Rnd (600 m) sont introduites par des raccordements progressifs constitués par des clothoïdes. Leur longueur est égale à la plus grande des deux valeurs suivantes respectant la condition de gauchissement :

$$L = 14|d1-d0|$$

$$L = R/9$$

7.1.1.2. Le profil en long

Les paramètres géométriques du profil en long doivent respecter les caractéristiques limites suivantes:

- Déclivité maximale: 6 %
- Rayon minimal en angle saillant (RVm) : 1 000 m
- Rayon minimal en angle rentrant (RVm') : 500 m

Pour les sections à faible pente transversale et les sections en déblai, on s'attache à ce que la pente du profil en long soit suffisante, au moins égale à 0,2%, pour assurer l'écoulement des eaux. Dans les zones plates très étendues cette mesure peut être remplacée par des dispositions de drainage appropriées car son application entraînerait soit des hauteurs de remblai importantes soit un profil sinueux.

7.1.2. Les paramètres particuliers

Chaque tronçon est étudié en fonction des caractéristiques de sa plate-forme et du travers type retenu. Les paramètres cités dans les chapitres précédents restants constants pour tous les tronçons.

7.1.2.1. Le profil en travers type

En section courante, les profils en travers se présentent comme suit:

- une chaussée à 2 voies de 3.5 m,
- une chaussée à 2 voies de 3.0 m,
- une chaussée à 2 voies de 2.5 m,
- des trottoirs de 1.5 m de part et d'autre de la chaussée

Le corps de chaussée projeté de la route en pavées autobloquants sera composé d'une couche de fondation de 15 cm en latérite crue, d'une couche de sable de 5 cm et d'un revêtement de 11 cm en pavé autobloquant.(Annexe 12)

7.1.2.2. Les données de Trafic

Il n'y a pas de données précises sur le trafic. Dans notre calcul le trafic PL sera déduit après modélisation de la chaussée et le calcul sur écoroute des contraintes et déformations à travers les différentes couches. Des simulations sur les contraintes et déformations admissibles permettront de conclure sur le trafic poids lourd que peut prendre ces routes pour une durée de vie escompté de 15 ans.

- ✓ Durée de vie : 15 ans
- ✓ Taux de croissance : ville urbaine $i = 5 \%$
- ✓ Coefficient d'agressivité : $A = 1 \text{ à } 1.3$

Formule de calcul du trafic équivalent en Poids Lourds :

$$N = 365 \times \text{JMA} \times A \times \frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

7.1.2.3. Les caractéristiques de la plate forme $N = 1.18 \text{ millions de poids lourds}$

En l'absence d'étude géotechnique pour caractériser les sols de plateforme, nous avons supposé que les sols de waoundé ont les valeurs de portance qui suivent et qui définissent le pouvoir portant des sols de plate-forme en place et dont la détermination est capitale pour le dimensionnement de la structure de chaussée.

Tableau 4 : Caractéristiques géotechnique de la plate forme.

Paramètres	Valeurs
Poids spécifiques (kN/m ³)	15
Teneur en eau optimale (%)	14
Poids volumique sec maximum ($\gamma_{d \text{ max}}$)	20
CBR à 95 % OPM (%)	8

Selon le manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, LCPC-SETRA, 1981, l'analyse du tableau I permet de classer la plateforme sous l'appellation P2 ou PF1.

7.1.3. Justification des chaussées

7.1.3.1. Données et hypothèses de calcul

- La durée de vie = 15 ans,
- le taux de croissance = 5 %
- Coefficient d'agressivité moyen (CAM) de 1 pour les matériaux granulaires
- CBR plate-forme (PF1) = 8
- CBR couches de fondation (latérite crue) = 60
- Module dynamique E_{dy} = 10 CBR

❖ Pour la plateforme et la couche de fondation (constituées de matériaux granulaires non liés), elles sont caractérisées par les contraintes $\sigma_{z \text{ adm}}$ et déformations $\varepsilon_{z \text{ adm}}$ verticales admissibles calculées à partir des formules suivantes :

$$\sigma_{z \text{ adm}} = \frac{0,3 \times CBR}{1 + 0,7 \times \log N} \text{ en bars (Kerkoven et Dormon)}$$

$$\underline{\sigma_{z \text{ adm}} = 0,45 \text{ bars}}$$

$$\varepsilon_{z \text{ adm}} = 2,8 \cdot 10^{-2} \times N^{-0,25} \text{ en mm (Loi de tassement de Shell).}$$

$$\underline{\varepsilon_{z \text{ adm}} = 8 \cdot 10^{-4} \text{ mm}}$$

❖ La limite admissible pour les couches de chaussée en pavé autobloquant est l'élongation par traction à leur base $\varepsilon_{t \text{ adm}}$:

$$\text{Poids volumique} = 2,5 \text{ t/m}^3$$

Résistance nominal à 28 jours

- A la compression $F_c = 25 \text{ Mpa}$
- A la traction $= 0,6 + 0,06 \cdot F_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\text{Contrainte de calcul à l'ELU : } F_{bu} = 0,85 \cdot F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte de calcul à l'ELS : } \sigma_{bl} = 0,6 \cdot F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

7.1.3.2. Calcul des contraintes et déformations

Chaussée avec pavé autobloquant

✓ Modélisation Chaussée

Couches	Matériaux	CBR	E (MPa)	ν	e (cm)
Revêtement	Béton		3 000	0.35	11
Fondation	Latérite crue	60	600	0.35	15
Plate-forme	PF1	8	80	0.35	

✓ Contraintes sur écoroute

Couches	Matériaux	σ_z (bars)	$\epsilon_z (10^{-6})$	σ_t (bars)	$\epsilon_t (10^{-6})$
Revêtement	Béton				40.9
Fondation	Latérite crue	0.79	270.9		
Plate-forme	PF1	0.74	290.5		

✓ Contraintes admissible

Une simulation sur les cas de trafic donne pour un trafic de 150 PL par jour les contraintes et déformations admissibles suivantes

Couches	Matériaux	σ_{zad} (bars)	$\epsilon_{zad} (10^{-6})$
Revêtement	Béton		
Fondation	Latérite crue	3.42	849.0
Plate-forme	PF1	0.45	849.0

7.1.3.3. Conclusions

Les routes en pavés constituées de 15 cm de latérite crue pour la fondation, 5 cm de sable de dune et 11 cm de pavé en béton pour la couche de surface, peuvent prendre jusqu'à 150 PL par

jour.

Néanmoins des essais géotechniques sont nécessaires pour confirmer les hypothèses de dimensionnement des chaussées (notamment pour la caractérisation du sol de plateforme) dans les études d'exécution du projet.

7.2. Etude des ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux pluviales

Le transfert des eaux de ruissellement des routes aux exutoires nécessite la mise en place d'ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux. Les différents collecteurs susceptibles d'être utiliser sont :

- Les caniveaux en terre ou revêtus à ciel ouvert,
- Les conduites en PVC avec des avaloires et regards de visite et
- Les caniveaux en béton fermés ou ouverts entre autres.

D'une part, du point de vue coût d'investissement, les caniveaux en terre ou revêtus à ciel ouvert et les conduites en PVC sont plus avantageux que les caniveaux en béton fermés plus chères mais d'un point de vue environnemental et sanitaire, les caniveaux en béton fermés et les conduites en PVC sont plus avantageux à cause des risques de stagnations d'eau dans les caniveaux à ciel ouvert et une prolifération des moustiques vecteurs de maladies. A cela s'ajoute les risques de voir ces caniveaux à ciel ouvert transformés en dépotoirs d'ordures.

D'autre part, les rues de waoundé n'étant pas aménager, l'installation de conduites en PVC pour l'évacuation des eaux pluviales n'est pas adapter à cause des risques de colmatage au niveau des avaloires liés à la présence d'importantes quantités de matières fines issus des eaux de ruissellement du bassin versant du fleuve Sénégal.

A cet effet, des caniveaux en béton fermés seront utilisés pour assurer le transfert des eaux pluviales vers les exutoires.

Il est en outre prévu la mise en place d'un bassin de stockage-infiltration de 23 m x 23 m (plans Annexe 18 et Annexe 19) au nord de la ville pour recevoir les eaux de ruissellement provenant de la route nommée R2 (Annexe 14). Il faut noter qu'il n'existe pas d'exutoire naturel pouvant accueillir gravitairement les eaux de ruissellement dans cette partie de la ville. Du fait de la topographie du milieu, il n'est pas envisageable d'installer un orifice de vidange sur le bassin de stockage sans pompage. Ainsi, on peut projeter l'installation de puits d'infiltration dans le bassin à la suite d'études géotechnique au moment de l'exécution du bassin afin de déterminer le niveau de la couche perméable du sol pour faciliter l'infiltration de l'eau vers la nappe.

Le dimensionnement de ces différents ouvrages est exposé ci-dessous.

7.2.1. Critères de dimensionnement et méthode de calcul

7.2.1.1. Evaluation des débits de projet

Les débits de pointe sont estimés en utilisant la méthode rationnelle dont la formule est la suivante :

$$Q = C * I * \frac{A}{360}$$

Avec

Q : Débit de pointe en m³/s ;

C : Coefficient de ruissellement de la zone drainée ;

I : Intensité de la pluie de projet en mm/h;

A : Surface de la zone drainée par le collecteur en ha ;

7.2.1.2. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est à déterminer comme un facteur de contraction du débit. Quelque soit la méthode utilisée pour le dimensionnement, le coefficient doit être évalué le plus justement possible car il doit englober de nombreux paramètres tels que la perméabilité des sols, les pertes à l'averse, l'influence de la topographie et de l'urbanisation du bassin etc. Suivant les types de sols ou les types d'occupation du sol, on peut retenir les valeurs indiquées dans les tableaux 5 et 6 ci-après:

Tableau 5 : Coefficients de ruissellement de différentes surfaces

Nature de la surface	Pente	Coefficient de ruissellement	Note
Pavage, chaussées revêtues, pistes en béton		0,70 - 0,95	
Terrasses et toitures		0,75 - 0,95	
Sols imperméables avec végétation	< 2 %	0,13 - 0,18	
	2 - 7 %	0,18 - 0,25	
	> 7 %	0,25 - 0,35	
Sols imperméables sans végétation	< 2 %	0,23 - 0,28	
	2 - 7 %	0,28 - 0,35	
	> 7 %	0,35 - 0,45	
Sols perméables avec végétation	< 2 %	0,05 - 0,10	
	2 - 7 %	0,10 - 0,15	
	> 7 %	0,15 - 0,20	
Sols perméables sans végétation	< 2 %	0,15 - 0,20	
	2 - 7 %	0,20 - 0,25	
	> 7 %	0,25 - 0,30	

Tableau 6 : Coefficients de ruissellement de différents types d'occupations du sol

Type d'occupation du sol	Précision	Coefficient de ruissellement	Note
Commercial		0,70 - 0,95	
Industriel		0,50 - 0,70	
Résidentiel	lotissements	0,30 - 0,50	
	collectifs	0,50 - 0,75	
	habitat dispersé	0,25 - 0,40	
Parcs et jardins publics		0,05 - 0,30	
Terrains de sport		0,10 - 0,30	
Terrains agricoles	drainées	0,03 - 0,07	
	non drainées	0,05 - 0,13	
Terrains vagues, forêts		0,05 - 0,15	

Un paramètre, minorant ou majorant, dépendant du coefficient de ruissellement lorsque celui-ci est constant, permet de tenir compte du climat, de l'état des sols, d'une période pluvieuse

antérieure etc. La correction peut atteindre $\pm 10\%$.

Vu les caractéristiques climatiques du Sénégal et l'effet de saturation rapide des sols pendant l'hivernage, il faut utiliser des multiplicateurs $> 1,0$.

Dans cette étude on a considéré un coefficient de ruissellement constant de 0,5 pour toute la commune de Waounde.

7.2.1.3. L'intensité de la pluie de projet

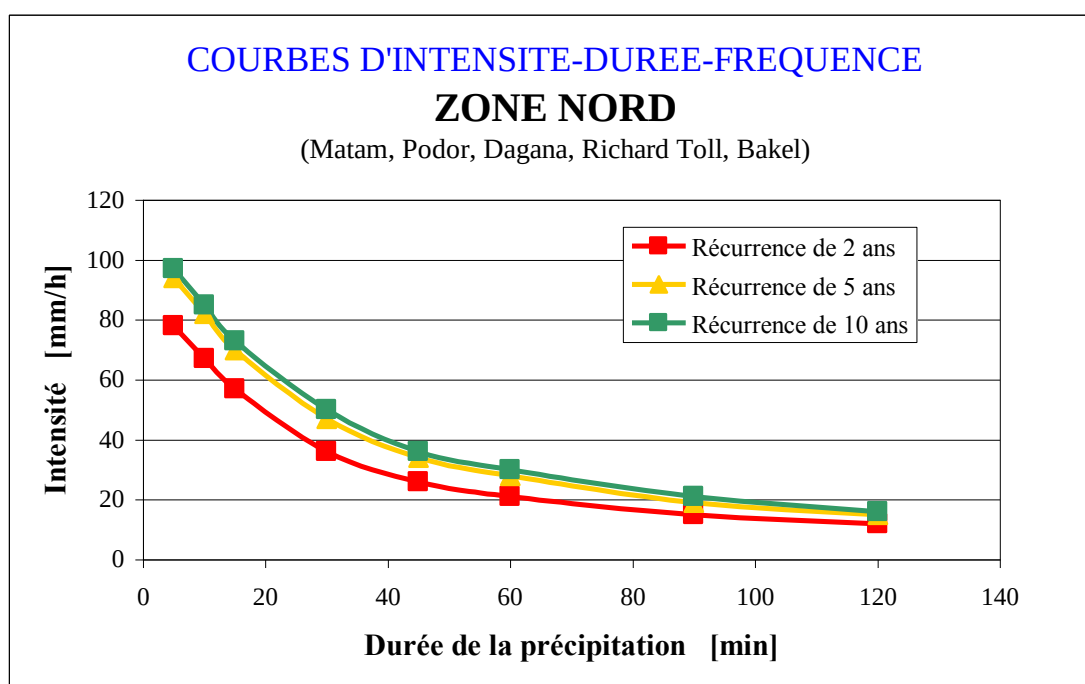
L'intensité de la pluie de projet est déterminée à partir des relations pluies – débit ou courbes IDF. Les courbes IDF de la zone nord du Sénégal sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7 – IDF de référence zone nord du Sénégal

Variables	Valeur de la variable de récurrence		
	2 ans	5 ans	10 ans
	Intensité en mm/h		
5 minutes	77.5	93.8	97.3
15 minutes	56.9	69.6	72.6
30 minutes	36.2	47.1	49.5
45 minutes	26.2	34.3	36.2
60 minutes	21.4	28.1	29.6
90 minutes	15.0	19.3	20.5
120 minutes	11.5	15.1	15.9

Source : Plan directeur d'assainissement de Matam/ ONAS 2000 -ORSTOM

Figure 1 : IDF de référence zone nord du Sénégal



Source : Plan directeur d'assainissement de Matam/ ONAS 2000 -ORSTOM

Dans cette étude, une pluie de projet de période de retour de 10 ans est considérée pour une durée de 120 mn soit une intensité de pluies de 15.9 mm/h.

7.2.1.4. Superficie drainée

La surface à drainer est évaluée en délimitant, pour chaque collecteur, la zone potentiellement drainée et ceci en tenant compte des sens d'écoulement naturel.

En raison de l'étendue des zones drainées il est nécessaire de tenir en compte un coefficient d'abattement spatial $\alpha=0.05$ ainsi la surface de la zone drainée sera élevée à la puissance 0,95 lors de l'évaluation des débits de pointes.

D'où :

$$Q = C * I * \frac{A^{0.95}}{360}$$

Le débit de pointe évalué pour chaque caniveau est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8: Présentation des débits de pointe des caniveaux

Nom collecteur	Superficie drainée (ha)	Coefficient de ruissellement (C)	Intensité de précipitation I (tc,T) mm/h	Débit généré par le bassin (m3/s)
C1	1,7	0,65	15,9	0,048
C2	3	0,65	15,9	0,082
C3	1,2	0,65	15,9	0,034
C4	6	0,5	15,9	0,121

7.2.2. Dimensionnement hydraulique des caniveaux

Le long du tronçon courant du réseau d'eau pluviale, les conditions d'écoulement sont celles du régime uniforme ou pseudo - uniforme. La formule adoptée pour déterminer les caractéristiques hydrauliques dans une section quelconque d'un ouvrage hydraulique est celle de Manning-Strickler.

Les dimensions des collecteurs sont donc déterminées à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

$$Q = K_s * S * R_H^{2/3} * i^{1/2}$$

Ks : le coefficient de Manning-Strickler, pris égal à 75 pour des conduites en béton armé.

RH : le rayon hydraulique

Q : le débit en m³/s calculé au droit de la section mouillée S ;

S : la section d'écoulement

i : la pente du fil d'eau.

Pour une section hydrauliquement favorable on a :

$$Y_0 = \left(4 * \left(\frac{Q / \sqrt{i}}{K_s * (2 * \sqrt{1 + m^2} - m)} \right)^3 \right)^{1/8}$$

$$b = 2 * Y_0 * (\sqrt{1 + m^2} - m)$$

Avec

Y_0 : Hauteur utile ou hauteur d'eau de la canalisation (m)

b : Largeur de la canalisation (m)

K_s : Coefficient de Manning Strickler

Q : Débit à transiter par la conduite en m³/s

i : Pente du dalot (m/m)

m : Pente des berges du caniveau

Pour un caniveau rectangulaire $m = 0$ et on obtient

$$Y_0 = \left(4 * \left(\frac{Q}{2 * K_s * \sqrt{i}} \right)^3 \right)^{1/8}$$

$$b = 2 * Y_0$$

Les résultats de dimensionnement sont présentés en Annexe 33

7.2.3. Dimensionnement hydraulique du bassin de stockage-infiltration

Le volume de crue dans le bassin de stockage est évalué en effectuant une simulation selon le Modèle de Bouvier qui est par ailleurs une application du Modèle de réservoir- linéaire. Il tient compte aussi bien de la nature du terrain que d'autres paramètres tels que la topographie, l'intensité de la pluie de projet, le temps de réponse du bassin versant etc.

Ainsi, le volume cumulé susceptible d'être stocker dans le bassin est évalué à de 342 m³ (Annexe 34).

Pour un bassin de stockage ayant la forme d'un tronc de pyramide, le volume utile est donné par la formule :

$$V = (h/3) \times [B + b + (B \times b)^{(1/2)}]$$

Avec :

h la hauteur du bassin,

B la surface de la grande base et

b la surface de la petite base.

Ainsi avec une hauteur utile de 1,10 m avec une revanche de sécurité de 0,40 m, une surface de 529 m² soit 23 m x 23 m est nécessaire.

Les dimensions du bassin sont récapitulées dans le tableau ci - dessous :

Tableau 9: Récapitulatif des dimensions du bassin de stockage

Volume utile du bassin sans orifice de vidange	342 m ³
hauteur utile	1,10 m
revanche de sécurité	0,40 m
Volume de la revanche de sécurité	164 m ³
Longueur totale du bassin	23.00 m
Largeur totale du bassin	23.00 m
Pente des berges	34 degré
Volume total du bassin	530 m ³
Surface totale bassin	529 m ²
hauteur totale du bassin	1,50 m

Compte tenu de sa position et de sa faible profondeur, le bassin peut être exploité pour l'irrigation des champs éloignés du fleuve Sénégal.

7.3. Evaluation financière du système retenu

Le coût global d'investissement du projet est estimé à **787 626 247 F CFA TTC** avec un coût d'exploitation annuel de **3 938 131 F CFA TTC** pendant une durée de 10 ans comme indiqué dans le tableau synthétique ci-dessous. Les devis quantitatif et estimatif détaillés des tronçons de route, du bassin de stockage et des caniveaux sont présentés dans les annexes de 20 à 30

Tableau 10 : Récapitulatif de l'évaluation financière de l'assainissement des eaux pluviales

Les coûts donnés dans ce présent devis quantitatif sont comprises toutes les sujétions

Dénomination		Unité	Quantité	Coût d'investissement (FCFA TTC)	Coût d'exploitation annuel (FCFA TTC)
Routes en pavées autobloquants	R1	ml	668	99 955 205	499 776
	R2	ml	1011	122 250 898	611 254
	R3	ml	911	107 519 445	537 597
	R4	ml	236	27 930 319	139 652
	R5	ml	867	118 027 337	590 137
	R6	ml	772	101 330 137	506 651
	R7	ml	440	51 222 318	256 112
	R8	ml	253	29 330 681	146 653
	R9	ml	563	64 469 962	322 350
Total 1				722 036 301	3 610 182
Bassin de stockage - infiltration	BS1	m ²	529	10 690 800	53 454
Total 2				10 690 800	53 454
Caniveau C1 en BA		ml	480	43 199 328	215 997
Caniveau C2 en BA		ml	43	3 869 940	19 350
Caniveau C3 en BA		ml	32	2 879 955	14 400
Caniveau C4 en BA		ml	55	4 949 923	24 750
Total 3				54 899 146	274 496
Coûts total de l'option C				787 626 247	3 938 131

7.4. Programme d'investissement prioritaire

7.4.1. Priorités de réalisation des travaux

Devant la modestie de moyens dont dispose la commune de Waoundé, un programme d'investissement prioritaire des travaux s'impose. Ce présent programme d'investissement établir les différentes phases de réalisation des travaux comme présenté dans l'annexe 32.

Trois phases de réalisation sont proposées :

La phase I consiste en la réalisation des routes R1, R2, R3 et des caniveaux C1 et C2. La réalisation de ces équipements améliorera la circulation dans la ville et permettra l'évacuation d'une partie des eaux de ruissellement vers les exutoires identifiés. Ces routes faciliteront

l'accès aux lieux importants tels que la mairie, la gendarmerie, le marché, le centre de santé ou la case des tout-petits surtout en période hivernale.

La phase II consiste en la réalisation des routes R4, R6, R7, R8, R9, des caniveaux C3, C4 et du bassin de stockage infiltration. Cette phase permettra une densification des routes revêtues dans la ville en participant à l'évacuation des eaux de ruissellement vers les exutoires au niveau du centre-ville.

La phase II consistant en la réalisation de la route R5 permettra la jonction du réseau de routes de la phase I à celui de la phase II dans la partie est de la ville permettant ainsi un maillage du réseau routier de la commune.

7.4.2. Evaluation financière des différentes phases de réalisation

L'évaluation financière des différentes phases de réalisation des travaux est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11 : Récapitulatif de l'évaluation financière de l'assainissement des eaux pluviales par phase

Les coûts donnés dans ce présent devis quantitatif sont comprises toutes les sujétions

		Coût d'investissement (FCFA TTC)	Coût d'exploitation annuel (FCFA TTC)
PHASE I	R1, R2, R3, C1 et C2	376 794 816	1 883 974
PHASE II	R4, R6, R7, R8, R9, C3, C4 et Bassin de stockage	292 804 094	1 464 020
PHASE III	R5	118 027 337	590 137
Total		787 626 247	3 938 131

LISTES DES ANNEXES

1. Annexe 1 : Plans de détails de la latrine VIP
2. Annexe 2 : Plans de détails du bac à laver
3. Annexe 3 : Plan de détails d'une douche raccordée à un puisard
4. Annexe 4 : Notes de calcul des latrines domiciliaires et communautaires
5. Annexe 5 : Devis quantitatif et estimatif pour une latrine VIP double fosse
6. Annexe 6 : Devis quantitatif et estimatif pour un Bac à laver puisard
7. Annexe 7 : Devis quantitatif et estimatif pour une douche puisard
8. Annexe 8 : Plan de détails de l'édicule type 1 (Et scolaire)
9. Annexe 9 : Plan de détails de l'édicule type 2
10. Annexe 10 : Devis quantitatif et estimatif de l'édicule type 1
11. Annexe 10 bis : Devis quantitatif et estimatif de l'édicule type 2
12. Annexe 11 : Synoptique du tracé de la voirie projetée et sens d'écoulement des eaux de ruissellement
13. Annexe 12 : Profils en travers type des routes projetés
14. Annexe 13 : Vue en plan et profil en long des routes R1 et R8 et du caniveau C1
15. Annexe 14 : Vue en plan et profil en long des routes R2 et R7
16. Annexe 15 : Vue en plan et profil en long des routes R3 et R4
17. Annexe 16: Vue en plan et profil en long des routes R6 et R9
18. Annexe 17: Vue en plan et profil en long des routes R5
19. Annexe 18 : Plan d'implantation du bassin de stockage – infiltration, du caniveau C2 et de l'ouvrage hydraulique OH
20. Annexe 19 : Vue en plan et coupe du bassin de stockage - infiltration
21. Annexe 20 : Devis quantitatif et estimatif de la route R1
22. Annexe 21: Devis quantitatif et estimatif de la route R2
23. Annexe 22: Devis quantitatif et estimatif de la route R3
24. Annexe 23: Devis quantitatif et estimatif de la route R4
25. Annexe 24: Devis quantitatif et estimatif de la route R5
26. Annexe 25: Devis quantitatif et estimatif de la route R6
27. Annexe 26: Devis quantitatif et estimatif de la route R7
28. Annexe 27: Devis quantitatif et estimatif de la route R8

- 29. Annexe 28: Devis quantitatif et estimatif de la route R9
- 30. Annexe 29: Devis quantitatif et estimatif du bassin de stockage - infiltration
- 31. Annexe 30: Devis quantitatif et estimatif des caniveaux C1, C2, C3 et C4
- 32. Annexe 31: Calcul des contraintes admissibles des routes
- 33. Annexe 32 : Ordre des phases de réalisation des travaux

BIBLIOGRAPHIE

- 1. PEPAM, 2007
Programme d'accès à l'eau potable et à l'assainissement dans les zones rurales de Thiès et de Louga
- 2. PEPAM, 2009
Plan local d'hydraulique et d'assainissement de la communauté rural d'Orkadiérie.
- 3. CREPA, 2009
Evaluation des réseaux d'égout à faible diamètre dans les quartiers défavorisés de Bamako (Mali).
- 4. PN-AEPA, 07
Opérationnalisation de la stratégie de mise en œuvre de la composante « infrastructure d'assainissement en milieu rural » du PN-AEPA.
- 5. ADOS, 2009
Détails du programme d'action 2009/2010.