

REPUBLIQUE DU SENEGAL

MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE ET DE L'ASSAINISSEMENT



**OFFICE NATIONAL DE L'ASSAINISSEMENT DU SENEGAL
(ONAS)**

**ETUDE DU PLAN DIRECTEUR
D'ASSAINISSEMENT DES VILLES DE
DAGANA ET DE PODOR**

**Mission A : Etude du Plan Directeur
d'assainissement des eaux usées et
pluviales : Ville de Podor**

Financement : BCI

Avril 2017

FEUILLE DE REVISION

Version	Date	Rédacteur	Vérificateur	Approbateur
Vo	09/05/17	Mamadou Moustapha NDIOUR : Chef de mission	Rabeh Kchaoui Eugène NDIAYE	Mamadou Moustapha NDIOUR : Chef de mission Rabeh Kchaoui

Sigles et abréviations

ANSD	Agence Nationale de la Statistique et de la Démographie
APD	Avant-Projet Détaillé
BT	Basse Tension
DAO	Dossier d'Appel d'Offres
DBO	Demande Biologique en Oxygène
DCO	Demande Chimique en Oxygène
EES	Etude Environnementale et Stratégique
EIE	Etude d'Impact Environnementale
PGES	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
EP	Eaux Pluviales
ETP	Evapotranspiration Potentielle
EU	Eaux usées
HMT	Hauteur Manométrique Totale
MES	Matière en Suspension
MT	Moyenne Tension
OMVS	Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal
ONAS	Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal
PDA	Plan Directeur d'Assainissement
POS	Plan d'Occupation de Sol
RGPHAE	Recensement Général de la Population et de l'Habitat, de l'Agriculture et de l'Elevage
STBV	Station de Traitement des Boues de Vidange
STEP	Station d'Épuration des eaux usées
SPEP	Station de Pompage des Eaux Pluviales
SPEU	Station de Pompage des Eaux Usées
TGBT	Tableau Général Basse Tension

Sommaire

CHAPITRE I. INTRODUCTION.....	8
I.1 PREAMBULE	8
I.2 OBJECTIF DU PROJET.....	9
I.2.1 OBJECTIF GÉNÉRAL.....	9
I.2.2 OBJECTIFS SPÉCIFIQUES	9
I.3 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	9
CHAPITRE II. DONNEES.....	13
II.1 ETUDES ANTERIEURES	13
II.2 DONNEES CARTOGRAPHIQUES, TOPOGRAPHIQUES	13
II.3 PEDOLOGIE.....	13
II.4 HYDROLOGIE.....	14
II.5 HYDROGEOLOGIE	14
II.6 VEGETATION.....	16
II.7 DONNEES CLIMATIQUES.....	17
II.7.1 TEMPERATURE	17
II.7.2 EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE (ETP).....	17
II.7.3 PLUVIOMETRIE.....	17
II.7.4 VENT.....	17
II.7.5 ENSOLEILLEMENT	18
II.8 NIVEAU D'INFRASTRUCTURES.....	18
II.8.1 SYSTEME EAU POTABLE	18
II.8.2 VOIRIE.....	18
II.8.3 INFRASTRUCTURES ADMINISTRATIVES ET SCOLAIRES	19
II.8.4 INFRASTRUCTURES SANITAIRES.....	19
CHAPITRE III.ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE	21
III.1 POPULATION, CROISSANCE, DENSITE.....	21
III.1.1 EVOLUTION DE LA POPULATION.....	21
III.1.2 REPARTITION DE LA POPULATION PAR ZONE D'HABITATION.....	22
III.2 PLAN D'OCCUPATION DES SOLS (POS) ACTUELS ET FUTURS	23
III.3 EVOLUTION DE LA REPARTITION DE LA POPULATION PAR ZONE D'HABITATION.....	23
CHAPITRE IV.SITUATION ACTUELLE DE L'ASSAINISSEMENT	24
IV.1 ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES	24

IV.1.1	SITUATION ACTUELLE.....	24
IV.1.2	CONTRAINTES.....	24
IV.2	ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES.....	25
IV.2.1	SITUATION ACTUELLE.....	25
IV.2.2	CONTRAINTES.....	25
CHAPITRE V. PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES		26
V.1	PRESENTATION DES PRINCIPAUX PROCEDES DE TRAITEMENT	26
V.1.1.3	ANALYSE MULTICRITERES ET CHOIX DU PROCEDE.....	39
	Choix du procédé à retenir	41
❖	Principe du traitement des boues de vidange	43
❖	Les différentes techniques de traitement des boues de vidange.....	43
❖	Description des techniques de traitement.....	44
❖	Choix de la technique	46
V.2	PROPOSITIONS ORGANISATIONNELLES EN MATIERE DE REUTILISATION DES EAUX USEES	47
V.2.1	EXIGENCES EN QUALITE DES EAUX EPUREES ET NORMES D'IRRIGATION.....	47
V.2.2	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	50
V.3	IDENTIFICATION DES VARIANTES D'ASSAINISSEMENT EAUX USEES .	52
V.3.1	LE ZONING DE LA VILLE POUR L'EVOLUTION DE LA POPULATION ET DE L'ASSAINISSEMENT A MOYEN ET LONG TERME.....	52
V.3.2	STRUCTURATION DES RSEAUX ET PRESENTATION DES VARIANTES	55
V.4	DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE.....	57
V.4.1	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRAITEMENT	57
V.4.1.1	DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION	57
V.4.1.2	REJET DES EAUX EPUREES.....	60
V.4.1.3	DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE ...	60
V.4.2	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES, GENICIVIL ET EQUIPEMENTS	62
V.5	ALIMENTATION ENERGETIQUE DES STATIONS DE POMPAGE	77
V.6	COUTS D'INVESTISSEMENT.....	78
V.7	ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES	85
V.8	CHOIX DE LA VARIANTE A RETENIR	86
V.9	PHASAGE DES TRAVAUX.....	87
CHAPITRE VI. PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES.....		88
VI.1	PRESENTATION DES VARIANTES	88
VI.2	DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE.....	91
VI.3	ALIMENTATION ENERGETIQUE DES STATIONS DE POMPAGE.....	108

VI.4 COUTS D'INVESTISSEMENT	109
VI.5 ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES.....	109
VI.6 CHOIX DE LA VARIANTE A RETENIR.....	110
VI.7 PHASAGE DES TRAVAUX	110
CHAPITRE VII. ORGANISATION ET GESTION.....	111
VII.1 GESTION DES INSTALLATIONS	112
VII.2 ADAPTATION DU PROJET AUX CONDITIONS SOCIO-ECONOMIQUES	116
CHAPITRE VIII. APPROCHE ECONOMIQUE	118
VIII.1 GENERALITES	118
VIII.2 PLAN D'INVESTISSEMENT	118
VIII.3 COUTS D'EXPLOITATION	119
VIII.4 PROGRAMME PRIORITAIRE D'INVESTISSEMENT.....	119
CHAPITRE IX. CONCLUSION.....	120

Liste des figures

Figure 1 : Principe des lits bactériens.....	31
Figure 2 : Principe disque biologique	33
Figure 3 : Principe du lagunage naturel.....	35
Figure 4 : Exemple d'un lagunage aéré.....	36
Figure 5 : Principe de l'aération prolongée	35
Figure 6 : Les différentes techniques de traitement de boues de vidange.....	43
Figure 7 : Coupe schématique de lit de séchage.....	45
Figure 8 : Coupe schématique de lit de séchage planté de roseaux.....	46
Figure 9 : Synoptique de la station d'épuration des eaux usées	59
Figure 10 : Synoptique de la station de traitement des boues de vidange	62
Figure 11 : Ajustement coût de déposante en fonction du débit	79

Liste des annexes

Annexe 1 : Coûts d'investissement pour les variantes du PDA

Annexe 2 : Données techniques : qualité des eaux usées, courbes caractéristiques et données d'encombrement des pompes ...

Annexe 3 : Plans

- Annexe 3.1 : Plans de délimitations des quartiers
- Annexe 3.2 : Plans de découpage des bassins versants
- Annexe 3.3 : Plans de délimitation des zones inondables
- Annexe 3.4 : Plans de réseaux eaux usées
- Annexe 3.5 : Plans de réseaux eaux pluviales
- Annexe 3.6 : Plans représentant les priorités d'assainissement
- Annexe 3.7 : Plans de la station de la STEP et de la STBV
- Annexe 3.8 : Plans des stations de pompage d'eaux usées
- Annexe 3.9 : Plans des stations de pompage d'eaux pluviales
- Annexe 3.10 : Plans d'ouvrages type

Annexe 4 : Profils en long

CHAPITRE I. INTRODUCTION

I.1 PRÉAMBULE

Le sous-secteur de l'assainissement n'a pas bénéficié des mêmes efforts de développement comparativement à celui de l'approvisionnement en eau potable. En effet, selon les derniers recensements effectués à l'échelle nationale en 2013, seuls 56,7% des ménages disposent de systèmes d'évacuation des eaux usées, le taux de traitement des eaux usées par les stations installées est de 49,3%. Par rapport à la dépollution, le taux de traitement est de 36,5%. Pour ce qui concerne l'assainissement des eaux usées en milieu urbain, seules 6 villes (Dakar, Kaolack, Louga, Saint-Louis, Rufisque et Thiès) et la station touristique de Saly Portudal disposent d'un réseau collectif classique. Ce réseau totalise, en 2012, une longueur de 1594 km dont 1284 à Dakar. Le réseau urbain d'assainissement des eaux se caractérise par sa vétusté (taux de vétusté supérieur à 35%).

Ce tableau sombre de la situation du sous-secteur de l'assainissement a amené l'ONAS à lancer plusieurs études de plan directeur d'assainissement dans divers villes du Sénégal pour doter ces dernières d'un outil de planification des investissements en matière d'assainissement pour les 15 prochaines années. Parmi ces études, nous pouvons citer : **les études du Plan Directeur d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales des villes de Dagana et de Podor**, que l'ONAS a confié au cabinet TPF- SETICO à la suite d'un appel d'offres.

Le projet comporte cinq missions à savoir :

- MISSION A : Etude du Plan Directeur d'Assainissement des eaux usées et pluviales de la ville Podor
- MISSION B : Evaluation environnementale stratégique
- MISSION C : APD des travaux prioritaires
- MISSION D : Etudes d'Impact Environnemental et Social et PGES
- MISSION E : Elaboration DAO des travaux prioritaires

La mission A fait l'objet du présent rapport.

Pour cette mission A, suite aux visites de terrain effectuées par les différents experts, nous avons mené les prestations suivantes :

- études préliminaires : Collecte de documents disponibles et analyse critique des données ;
- études socio-économiques ;
- identification des variantes pour le volet eaux usées ;
- identification des variantes pour le volet eaux pluviales ;
- élaboration du plan directeur d'assainissement des eaux usées et pluviales
- Études techniques à l'horizon 2030 de la variante retenue ;
- propositions organisationnelles en matière de réutilisation des eaux usées épurées
- estimation financière des travaux.
- Phasage des travaux et élaboration du plan d'investissement.

I.2 OBJECTIF DU PROJET

I.2.1 OBJECTIF GÉNÉRAL

L'objectif global de l'étude est de réaliser les études du Plan Directeur d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales de la ville de Podor et de doter cette ville d'un document de planification des investissements en matière d'assainissement pour les 15 prochaines années.

I.2.2 OBJECTIFS SPÉCIFIQUES

Plus spécifiquement, le Consultant devra, pour la ville de Podor :

- Elaborer le plan directeur d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales ;
- Elaborer un plan de financement jusqu'à l'horizon du projet ;
- Elaborer un programme prioritaire d'investissement ;
- Elaborer l'APD et le DAO des travaux prioritaires.

I.3 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

1.3.1 Localisation de la ville



Située entre 16°39 de latitude Nord et à 16°57 de longitude Ouest, en pleine moyenne vallée du fleuve Sénégal et plus précisément au nord-ouest de l'île à morphil, Podor est la ville la plus septentrionale du Sénégal. Distante de 500 km de Dakar et de 225 km de Saint-Louis, elle est reliée à la RN2 par une bretelle de 22 km à partir de Tarédji. Elle est le chef-lieu du département du même nom et appartient à la région de Saint-Louis.

1.3.2 Profil historique

1.3.2.1 Période coloniale

Cette période est marquée par l'implantation d'infrastructures comme le Fort, construit en 1744 par le gouverneur général Pierre Barthélemy David au profit de la Compagnie des Indes, puis reconstruit en 1854 par Louis Faidherbe. Entretemps, le site a été occupé par les Anglais de 1758 à 1783.

Lieu de sécurité dans la zone pour l'administration française, Podor regroupait le 1^{er} Régiment des tirailleurs sénégalais qui ont participé à la pénétration française en Afrique.

L'activité économique, initiée et entretenue par les maisons de commerce françaises (Maurel et Prom, Devès et Chaumet, Peyrissac, Compagnie Française de l'Afrique Occidentale...), italiennes et libanaises, reposait sur le trafic fluvial à partir du quai de Podor pouvant recevoir des bateaux en toutes saisons.

La ville devint ainsi un nœud important dans le réseau urbain du bassin du fleuve, en raison de sa situation de pôle d'échanges entre le Sénégal, la Mauritanie et le Soudan français et grâce au commerce prospère de la gomme arabique, de l'or et des produits artisanaux et manufacturés. La productivité de l'agriculture permettait d'exporter d'importantes quantités de céréales vers la métropole et les zones de production d'arachide.

Cette vocation fit de Podor une ville cosmopolite qui accueillait à cette époque des populations d'origines diverses (maures, bambaras, wolofs et toucouleurs).

Cette situation d'apogée fit place progressivement à une période de récession économique consécutive au retrait des maisons de commerce et à la baisse du trafic fluvial, après la seconde guerre mondiale.

1.3.2.2 Période postindépendance

Erigée en commune mixte en 1952 puis en commune de plein exercice en 1960, la ville émerge de la période coloniale dans une situation d'enclavement et d'érosion de son influence économique, liée notamment à l'arrêt du trafic fluvial qui rythmait la vie des populations, et plus tard à la construction de la route du diéri (RN2) dans les années '70. Elle connaît aussi dès 1963 une grande sécheresse engendrant une forte déforestation.

Les années qui suivirent sont marquées notamment par le bouleversement des fondements sur lesquels reposait l'économie locale. Parmi les événements marquants, on peut citer : les difficultés d'application de la Loi sur le domaine national de 1964 en raison des réticences des propriétaires terriens traditionnels, opposés aux nouveaux modes de gestion des terres et à la réalisation d'aménagements collectifs ; la nouvelle politique d'aménagement hydro-agricole de la SAED à partir de 1974 qui introduit de nouvelles formes de travail agricole et bouleverse la configuration foncière de la zone ; et la réalisation des barrages de Diama et Manantali qui régule le débit du fleuve et a pour effet la disparition de la crue et l'indisponibilité de terres inondées, alors que les habitants de Podor vivaient essentiellement des cultures de décrue.

Au surplus, la perte des vastes et riches terres de la rive droite du fleuve où les habitants de Podor exploitaient 160 km² ? de cultures vivrières (suite au conflit entre le Sénégal et la Mauritanie en 1989) et la rareté du pâturage herbacé et des résidus agricoles pour l'élevage ont installé l'économie agricole dans une situation difficile.

1.3.3 La ville dans l'espace régional

De par sa situation dans la moyenne vallée, Podor est une zone de contact entre agriculteurs hal pullar et populations maures de la rive droite du fleuve.

La ville a toujours occupé des fonctions économiques, politiques et administratives importantes. Mais, bien qu'étant chef-lieu de département, Podor dispose de moins d'atouts économiques et géographiques que Dagana ou Richard-Toll et souffre de l'émergence de nouveaux pôles comme Ndioum et Tarédji. Son site et sa position excentrée par rapport à l'axe Saint-Louis-Matam et au reste du département constituent de lourds handicaps. Ces deux facteurs font que sa zone d'influence est limitée, d'autant plus que cette zone est faiblement peuplée.

Cependant, l'ancrage et le développement de la culture irriguée, riz et maraîchage notamment, ont produit un impact favorable sur l'économie de la cité.

CHAPITRE II. DONNEES

II.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES

Dans la zone du projet, les études antérieures mises à notre disposition par l'ONAS et les autres services de l'Etat sont :

- les études de plans directeurs d'assainissement de 19 centres urbains au Sénégal : **ville de Dagana** – version finale (Avril 2000, groupement SCANDIA CONSULT/SENETI)
- les études de plans directeurs d'assainissement de 19 centres urbains au Sénégal : **ville de Podor** – version finale (Avril 2000, groupement SCANDIA CONSULT/SENETI)
- les études de plans directeurs d'assainissement des eaux usées de Richard Toll (Avril 2016, IGIS/BCEOM)
- Plans des stations de pompage et d'épuration des villes de Mbour, Matam
- Données de traitement des stations de pompage des villes de Richard Toll, Diourbel et Rufisque
- Le rapport du dernier recensement général de la population (RGPHAE 2013)

Des données issues de ces études, notamment le plan directeur d'assainissement de Podor, ont été utilisées en partie dans la rédaction du présent rapport.

II.2 DONNÉES CARTOGRAPHIQUES, TOPOGRAPHIQUES

Les données issues des investigations topographiques s'énumèrent comme suit :

- les plans cotés avec courbes de niveau de la ville de Podor ;
- les plans des réseaux existants et projetés dans le cadre des plans directeurs d'assainissement de la ville de Podor ;
- les fonds de plan de ville de la commune de Podor, du CADASTRE et de l'ADM ;
- les coordonnées géographiques (longitude et latitude) et cotes altimétriques des infrastructures d'assainissement prises aux GPS lors de la visite diagnostic des ouvrages ;

II.3 PÉDOLOGIE

Podor appartient à l'entité éco-géographique de la moyenne vallée du fleuve Sénégal. Les principaux ensembles pédologiques notés sont : le sable et les grès argileux du tertiaire et les alluvions fluvio-marines du quaternaire.

Les types de sols rencontrés sont :

- Le Hollaldé : c'est un dépôt de décantation dans les cuvettes qui ont constitué les angles morts de la sédimentation fluviale. C'est un sol argileux, brun, brun-gris, brun-noir qui se fissure

profondément et se divise en agrégats. Il résulte d'une sédimentation en eau calme et a une forte proportion argileuse d'où une très bonne capacité de rétention.

- Le Fondé : Il résulte d'apports solides importants libérés par les eaux courantes en un système de puissantes levées. C'est un sol de couleur brun-jaune-pâle à fort pourcentage de sable fin. Il est sans structure nette, fluide lorsqu'il est humide et sensible à la déflation éolienne. On distingue :

- Le Fondé Blanc ou Fondé ranéré situé à une côte assez élevée, souvent insubmersible au moment des fortes pluies annuelles ;
- Le Fondé noir ou Fondé baléré, plus argileux est par conséquent plus imperméable que le premier.
- Le diéri qui est un sol très sablonneux très perméable avec une structure granulaire.

Tableau 1 Récapitulatif des différents types de sols

Terminologie locale	TYPES DE SOLS	
	Méthode ORSTOM	Méthode FAO
Holladé : - 50 à 75% d'argile, mauvais drainage, supporte la submersion prolongée difficile à travailler aussi bien en humide qu'en sec	Vertisol/ vertisols topomorphes non grumosoliques Hydromorphe/ gley de surface et d'ensemble	Chromic vertisol Eutric Gleysols
Faux-holladé : - 30 à 50% d'argile(sols argilo-limoneux) mauvais drainage	Vertisol et paravertisol/vertisol topomorphe non grumosolique Hydromorphe / pseudogley à taches et concrétions Peu évolué / d'apport Hydromorphe	Chromic vertisols Eutric fluvisols Eutric fluvisols
Fondé : - 10 à 30% (sols limoneux) drainage moyen ; sols filtrants	Peu évolué / d'apport Hydromorphe Pseudogley à taches et concrétions	Eutric fluvisols Eutric fluvisols
Diéri : sols perméables - 80 à 90% (sols sablonneux)- Structure granulaire	Sols isohumiques / brun rouge subaride Minéral brut / d'apport éolien Minéral brut / d'apport fluvial	Haplic xenosols Eutric regosols Eutric fluvisols

Source : OMVS / FAO. 1973

II.4 HYDROLOGIE

A Podor le fleuve Sénégal peut être pris en considération comme milieu récepteur des réseaux d'assainissement d'eau pluviale et d'eau usée. Le fleuve Sénégal est constitué par la réunion des

affluents du Bafing et Bakoye. Le Bafing, qui est sa branche principale, prend sa source à 900 m d'altitude au niveau du massif du Fouta Djallon.

Au Sénégal, l'année hydrologique va du mai jusqu'au mois d'avril. Le régime hydrologique du fleuve Sénégal est donné par les variations des hauteurs d'eau journalières enregistrées durant les années 1990-1999. Les effets de la saison de pluies se remarquent généralement depuis le mois de juillet au mois de novembre. Un tarissement régulier succède au passage de la crue et se prolonge pendant toute la période de basses eaux assurant un faible écoulement à partir de Kayes (Bilan-diagnostic des ressources en eaux du Sénégal, 1994).

La réalisation du barrage anti-sel de Diama en 1984 à 23 km au nord-est de Saint-Louis a complètement transformé le régime hydrologique du fleuve Sénégal. Le service du barrage de Manantali, situé au Mali, environ à 500 km en amont de Bakel, influence de manière significative le régime hydrologique du fleuve, un débit de base de 300 m³/s étant réservé.

Situation avant barrage :

La majeure partie des observations étant antérieures à 1984, il demeure intéressant de connaître les caractéristiques des crues du fleuve avant la mise en service des barrages.

Le Sénégal reçoit un grand affluent, la Falémé, à son entrée au territoire sénégalais. A Bakel, le niveau montait rapidement en juillet-août. Le maximum de la crue y était observé en septembre. Puis la propagation de la crue ralentissait vers l'aval à cause de l'inondation de la vallée alluviale. Le maximum atteignait Podor en mi-octobre et Saint-Louis en début novembre. L'ampleur des crues varie d'une année à l'autre en fonction des pluies tombées dans le haut bassin. Les variations de débits étaient donc remarquables. La crue médiane était à Bakel à 4 500 m³/s alors que la crue centenaire aurait atteint 10 000 m³/s; le débit maximal le plus faible a été de 1040 m³/s en 1913.

La décrue commençait avec la diminution des précipitations dans le haut-bassin. De nombreux seuils rocheux apparaissaient alors dans le lit en amont de Podor et dans la Falémé. A l'étiage, les eaux marines remontait dans le delta. Elles atteignaient une année sur deux Dagana.

Le débit moyen annuel (module) de 780 m³/s a été établi à Bakel sur une période 64 ans. Les variations interannuelles étaient très grandes. De 1968 à 1973, le fleuve a connu une série d'années très déficitaires liées à la diminution des précipitation dans le haut-bassin qui correspondait à la période de sécheresse dans le Sahel.

Situation après barrage :

Le comportement hydrologique du fleuve n'est pas bien connu du fait que le barrage de Manantali n'a pas encore atteint sa vitesse de croisière.

L'aménagement actuel du fleuve Sénégal a profondément modifié le régime hydrologique traditionnel. Les crues moyennes sont écrêtées, mieux elles seront fortement réduites. Par exemple, une crue moyenne de 3000 m³/s sera laminée à 2000 à 2300 m³/s. Ce qui entraîne par la réduction des terres du Walo habituellement inondées par la crue naturelle et compromet la recharge des nappes. Une crue artificielle est créée momentanément pour maintenir les cultures de Walo mais elle n'est qu'un palliatif incompatible à la production hydro-électrique.

Il faut rappeler que la crue assure le recharge des nappes d'eau souterraines et que sa suppression risque d'entraîner le tarissement de certains puits et la mort des derniers lambeaux de forêts de gonakiers qui doivent leur survie qu'à une inondation temporaire.

La digue de protection construite à Dakar – bango (St. Louis) et le barrage de Diama en aval de Dagana ont contribué à stopper le biseau salé provenant de la mer. Il en résulte une modification de la flore aquatique et concentration de sel en aval de Diama.

Depuis quelques années les précipitations semblent connaître un net retour sur le bassin-versant du fleuve Sénégal. Par l'affluent (Bafing) sur lequel est édifié Manantali ne transite que 50% des écoulements du fleuve, l'autre part échappant au contrôle. La capacité de stockage du barrage est régulièrement dépassée, des lâchés sont effectués pour éviter d'endommager l'ouvrage. Cela entraîne des inondations répétées aux effets dramatiques pour les centres urbains. Cela a été notamment le cas en 1994 et 1999.

La station hydrographique de Podor :

La première installation de la station hydrographique date de 1903, réparée en 1905 et reconstruite en 1925. Une autre station a été aménagée, puis remise en état en 1952 et 1974. C'est en 1976 qu'elle a été réinstallée définitivement. Cette station est sous l'influence des deux barrages de Diama et de Manantali.

A présent la station hydrographique est équipée d'une échelle limnimétrique composée de 8 éléments métriques gradués de -1 à 7 m et d'un limnigraphe OTTX à rotation hebdomadaire. La station est également suivie par un lecteur.

La décrue est perturbée par des lâchures au niveau de Manantali, de plus cette station est sous l'influence du barrage de Diama.

Le tableau 3.3 donne les valeurs extrêmes de la période 1990-1999 à la station hydrographique compte tenu de:

- Situation géographique de la station: - Longitude: 14°57'W
- Latitude: 16°39'N
- Altitude du zéro de l'échelle: -0,44 m I.G.N.
- Hauteur d'eau maximale (1990-1999): 8,50 m (8,06 m I.G.N.) en septembre 1999
- Hauteur d'eau minimale (1990-1999): 0,68 m (0,24 m I.G.N.) en juin 1990
- Variation des hauteurs d'eau (1990-1999): 7,82 m

Sur la base des données hydrographiques on peut constater que le régime du fleuve est extrême. Les niveaux d'eau les plus bas peuvent être observés généralement aux mois de décembre et de janvier, les hautes eaux arrivent le plus souvent en août et en septembre.

(Les données et autres informations ont été collectées de l'ORSTOM et de l'Annuaire Hydrologique du Fleuve Sénégal.)

II.5 HYDROGÉOLOGIE

Les nappes du bassin sédimentaire renferment des eaux souterraines à plusieurs niveaux :

Le système aquifère du continental terminal rencontré soit dans les sables sur la frange du Diéri sur une largeur variable et dont la profondeur est de 25 m, soit dans les calcaires et marnes près de l'éocène dont la profondeur varie entre 25 et 45 m.

La nappe maestrichienne est une nappe profonde très importante dans tout le bassin. Elle est atteinte par des forages entre 100 et 350 m de profondeur et l'eau remonte jusqu'à quelques mètres de la surface. Les roches magasins sont surtout les grès et sables du maestrichien. Leur alimentation de la nappe s'effectue en partie par les crues du fleuve Sénégal et est en partie fossile.

Le système aquifère superficiel est constitué par les alluvions quaternaires. Le niveau piézométrique de cette nappe est situé à moins de 25 m, il est localement salé.

L'alimentation de ces nappes est effectuée, en partie, par le fleuve Sénégal qui connaît, depuis la construction des barrages sur son cours, quelques problèmes.

II.6 VÉGÉTATION

La strate arbustive est dominée par l'Acacia senegal (le varek) et le Zizyphus mauritania (jubariers). Au sol, le tapis herbacé desséché à partir du mois de novembre est composé de graminées annuelles où domine le « cram-cram » (Cenchrus biflorus).

II.7 DONNÉES CLIMATIQUES

II.7.1 TEMPÉRATURE

Podor enregistre une température annuelle moyenne de 30,8 degré Celsius. L'amplitude annuelle moyenne peu élevée, est de 9,9 degré Celsius. Les températures les plus élevées sont observées pendant l'hivernage.

II.7.2 EVAPOTRANSPIRATION

POTENTIELLE (ETP)

Les valeurs de l'évapotranspiration potentielle sont calculées à partir de la formule de Penman. Pour la ville de Podor, l'ETP annuelle est d'environ 2300 mm. L'évolution annuelle de l'ETP montre des valeurs maximales entre mars et avril et des minima entre décembre et Janvier. On observe une atténuation de l'ETP en saison des pluies en raison de l'importance de l'humidité relative de l'air et de la forte nébulosité.

II.7.3 PLUVIOMÉTRIE

Les précipitations se caractérisent par une diminution de leur importance et de leur intensité du Sud au Nord.

La pluviométrie est généralement inférieure à 200 mm. L'essentiel des pluies tombe pendant l'hivernage. Le maximum se situe en août-septembre dans toutes les stations de la vallée.

Le nombre de jours de pluie est très faible: il est de 28 à Podor. En outre, il faut noter l'importance des pluies de « Heug » en hiver dues à une invasion de l'air polaire dans les basses latitudes. Cependant, elles sont trop faibles et trop irrégulières.

Pour la période 1986-1989, l'année moyenne correspond à une pluviométrie de 274 mm et les pluies sont tombées essentiellement durant les mois de juillet à septembre.

II.7.4 VENT

La saison sèche est le cycle des vents chauds et secs chargés de poussières (l'harmattan). Ces vents sont responsables du transfert d'air évaporatif. Ils sont actifs de mars à juin et circulent dans une direction NE-SW. Ils soufflent à une forte vitesse et s'accompagnent de températures élevées. Ces alizés continentaux disparaissent en juin avec l'arrivée de la mousson qui est active de juillet à octobre..

II.7.5 ENSOLEILLEMENT

L'insolation atteint ou dépasse 3 000 heures par an. A cette latitude, les durées des jours varient entre 11 et 13 heures. Podor enregistre une radiation élevée toute l'année avec 400 cal/cm²/j de novembre à janvier et 680 cal/cm²/j en mai.

II.8 NIVEAU D'INFRASTRUCTURES

II.8.1 SYSTÈME EAU POTABLE

Données sur la répartition du réseau et du type de canalisations dans le centre de Podor

DR Saint Louis	Longueur des Réseaux (ml)							Total Centre
	Fonte	Acier	Amiante Ciment	PEHD	PVC	Béton	Inconnue	
Podor	4 895				27 307			32 198

Données sur le nombre de fuites et le rendement

Centres	Nombre de branchements	Nombre de bornes fontaines	Nbre de fuites sur réseaux	Nbre de fuites sur branchements	Rendement du réseau	Observations/ Recommandations
Podor	1 179	9	8	23	103.2%	

Le taux de rendement de Podor est acceptable par rapport à l'objectif contractuel fixé à 85%. Cela s'explique par une production additionnelle (rendement supérieur à 100%) à Podor non comptabilisée.

II.8.2 VOIRIE

Podor dispose d'un des réseaux les plus importants de routes revêtues parmi les villes secondaires du Sénégal. Sur les 35 km de voies communales, 25 ont été entièrement bitumés dans le cadre des réalisations du 6^{ème} FED commencées en 1991 ; sur les 10 km non encore bitumés, environ 6 km se trouvent dans le quartier de Souima. Les îlots d'habitations, dans la majorité des quartiers, sont formés d'un quadrillage rectangulaire régulier traversé par des rues perpendiculaires.

Les quartiers sont cependant inégalement dotés de routes revêtues : Souima, située à l'extrême nord, est un ancien village qui a été rattaché à la commune de Podor en 1960. Le quartier en garde aujourd'hui encore ses caractéristiques rurales et ne compte comme route goudronnée que la seule voie allant du centre ville vers l'aérodrome, ce qui est aussi le cas de Thioffy ; Bir Podor compte trois voies revêtues, dont l'une est la même route de l'aérodrome (au niveau de laquelle s'arrête le système d'évacuation des eaux pluviales dans ce quartier) ; Sinthiane souffre aussi d'un déficit de couverture

du réseau routier, seules ses principales voies étant revêtues. Les quartiers de Mbodjène et Lao Demba sont les seuls à disposer d'un réseau de routes qui sont toutes bitumées.

Ce réseau routier est cependant relativement dégradé et envahi par le sable à l'intérieur des quartiers, par défaut d'entretien de la part de la municipalité.

Ce capital infrastructurel n'a pas favorisé le développement du transport urbain : le trafic urbain est quasi-inexistant à l'intérieur de la commune.

II.8.3 INFRASTRUCTURES ADMINISTRATIVES ET SCOLAIRES

En matière d'équipement administratif, la ville, chef-lieu de département, compte : 1 hôtel de ville, 1 préfecture et divers services départementaux de l'Etat (douanes, sapeurs-pompiers, gendarmerie et services techniques).

L'équipement scolaire et de formation comprend : 1 école maternelle, 1 case des tout-petits, 6 écoles élémentaires, 1 lycée, 2 collèges, 1 centre de formation professionnelle, 1 centre de formation technique féminin, 1 maison des outils.

II.8.4 INFRASTRUCTURES SANITAIRES

L'équipement sanitaire est composé de : 1 centre de santé, 1 poste de santé, une infirmerie, 1 district de santé. La ville est aussi dotée, dans différents secteurs, des équipements suivants :

- Sport, culture et loisirs : 1 stade municipal, 1 CDEPS.
- Promotion de la femme : 1 case-foyer.
- Transport : 1 aéroport, 1 gare routière.
- Commerce : 1 grand marché.
- Industrie et artisanat : 1 unité de transformation laitière, 1 village artisanal.
- Tourisme : 1 Fort, 5 hôtels/auberges.
- Culte : 2 grandes mosquées, 1 église.
- Services publics marchands : SDE, SENELEC, SONATEL, Poste.

Une partie de ces équipements a été réalisée dans le cadre du 6^{ème} FED et du programme d'investissement prioritaire de l'Agence de développement municipal (ADM). Mais ces fonds ont aussi profité à l'hydraulique urbaine, l'assainissement des eaux pluviales, la voirie urbaine et le réseau électrique.

Le tableau ci-dessous donne l'inventaire des équipements de Podor.

Tableau 5 Equipements de la commune de Podor

Equipements	Nombre
Education et formation	14
Santé	4
Sport, culture et loisirs	2
Promotion de la femme	1
Transport	2
Commerce	1
Industrie et artisanat	2
Tourisme	6
Culte	3
Administration	2 + autres services Etat

CHAPITRE III. ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

III.1 POPULATION, CROISSANCE, DENSITÉ

III.1.1 EVOLUTION DE LA POPULATION

La population de Podor s'est accrue plus lentement que celle des autres villes de la vallée du fleuve telles que Dagana et Richard-Toll. D'après les recensements généraux de la population, la ville connaît un accroissement démographique de faible intensité. Les effectifs sont passés de 6640 habitants en 1976 à 7412 en 1988 et 9580 en 2002. Ces chiffres traduisent des taux d'accroissement moyen annuel de 0,9% entre la période 1976-1988, et de 1,8% entre 1988 et 2002. Les résultats du dernier recensement (RGPHAE 2013) donnent à Podor une population de **11608 habitants, avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2% par rapport à 2002**, qui confirme l'absence de dynamisme démographique de la cité.

Il faut remarquer à ce propos que la ville souffre de facteurs défavorables : son enclavement lui a fait perdre depuis longtemps son influence économique et la commune est comptable d'un solde migratoire négatif ; elle est ainsi devenue un foyer de départ de la population jeune, tandis que les immigrants sont constitués de rares fonctionnaires affectés.

Sur la base des résultats du RGPHAE 2013, L'ANSD a fait des projections de la population des communes et des communes rurales à l'horizon 2025. Ces prévisions, pour la commune de Podor, sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 6 Projections de la population de la commune de Dagana 2013-2025

Année	RGP HAE 2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025
Pop com Podor	11608	11914	12229	12554	12888	13231	13582	13942	14311	14687	15072	15463	15862

Source : RGPHAE 2013, ANSD

Ces projections ont été calculées sur la base d'un **taux d'accroissement annuel constant de 2,6%**. Ce taux d'accroissement prévisionnel a été relevé par l'ANSD par rapport aux taux que la ville a affichés depuis le premier recensement de 1976 et qui n'ont jamais dépassé 2%.

L'horizon du projet étant situé à l'année 2030, ce taux constant de 2,6% est utilisé pour calculer la taille de la population jusqu'à cette date. Ces projections figurent dans le tableau suivant.

Tableau 7 Projections de la population de la commune de Podor horizon 2030

Année	RGPHAE 2013	2026	2027	2028	2029	2030
Pop com Podor	11608	16271	16691	17122	17564	18017

En 2030, la population de la ville de Podor sera de **18017** habitants, sur la base du taux d'accroissement établi par l'ANSD depuis le recensement général de 2013.

III.1.2 RÉPARTITION DE LA POPULATION PAR ZONE D'HABITATION

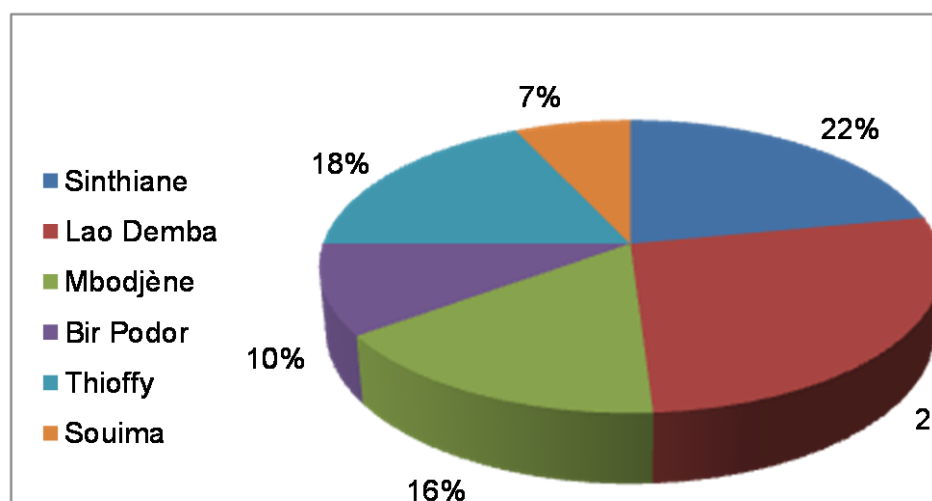
La répartition de la population, des concessions et des ménages de Podor par quartier, telle qu'elle ressort du recensement de 2002, se présente ainsi qu'il suit dans le tableau suivant.

Tableau 8 Répartition par quartier de la population, des concessions et des ménages de la commune de Podor en 2002

	Concessions	%	Ménages	%	habitants	%
Commune Podor	957		1153		9580	
Sinthiane	258	27	274	24	2132	22
Lao Demba	249	26	325	28	2592	27
Mbodiène	137	14	160	14	1477	16
Bir Podor	95	10	114	10	995	10
Thioffy	152	16	200	17	1695	18
Souima	66	7	80	7	689	7

Source : RGPH 2002, ANSD.

Le quartier de Lao Demba est le plus peuplé de la ville avec 27% des effectifs ; Sinthiane, Thioffy et Mbodiène présentent des valeurs peu différenciées ; Bir Podor, peu étendu, et Souima sont nettement moins peuplés. Un document plus récent, le Plan d'Investissement Communal de Podor 2012-2017, confirme cette répartition de la population en présentant des taux similaires. Cette répartition est illustrée par le graphique suivant.

Graphique 1 Répartition par quartier de la population de la commune de Podor en 2002

III.2 PLAN D'OCCUPATION DES SOLS (POS) ACTUELS ET FUTURS

On remarque que les densités sont très fortes au niveau des quartiers Thioffy, Lao Demba et Mbodiène (135 à 175habitants/ha) même si la moyenne n'est que de 99 pour toute la ville. Cela est dû à la fois à l'importance de la population et la faiblesse des superficies occupées dans ces quartier. Par contre pour les zones de Sinthiane, la densité est très faible car il s'agit d'une zone d'extension avec un faible taux d'urbanisation.

Le tableau ci-dessous donne l'évolution des densités entre 2020 et 2030.

Tableau 9 Evolution des densités entre 2016 et 2030

Quartier	Superficie (ha)	Taux d'urbanisation (2030)	Population (2030)	Densité hab/ha
1- Thioffy	22,6	90	3 948	175
2-Lao Demba	32,4	85	4 845	150
3- Mbodiène	21,2	95	2 871	135
4- Bir Podor	24,4	95	1 795	74
5- Sinthiane	67,1	65	3 230	48
6- Souima	85	70	1 256	15
TOTAL			17 946	
Densité moyenne				99

III.3 EVOLUTION DE LA RÉPARTITION DE LA POPULATION PAR ZONE D'HABITATION

Les quatre quartiers en position centrale (Thioffy, Bir Podor, Mbodjène et Lao Demba) ne disposent plus aujourd'hui d'espace d'habitation extensible et donc de possibilité d'accueillir massivement de nouveaux habitants, en raison de leur enserrment entre les deux quartiers périphériques et entre le fleuve et la digue ouest. Sinthiane et Souima, aux extrémités de la ville, peuvent encore s'étendre, mais de manière limitée. Il est prévisible, compte tenu de cette situation, que l'accroissement futur de la population de Podor se fera dans ces deux quartiers, et modifiera sensiblement la répartition de la population à moyen ou long terme.

CHAPITRE IV. SITUATION ACTUELLE DE L'ASSAINISSEMENT

IV.1 ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES

IV.1.1 SITUATION ACTUELLE

La ville de Podor n'a pas de réseau d'égout, elle possède un système autonome. L'assainissement autonome ou individuel constitué essentiellement de latrines avec fosses ou puisards (93% de latrines avec fosses ou puisards et 7% d'édicules publics) est la seule option pour le l'évacuation des eaux usées (essentiellement les eaux vannes).

Les eaux ménagères (eaux de lavage, de cuisine, de lessive) sont régulièrement déversées dans la voie publique et dans le fleuve Sénégal. Cela entraîne une pollution de plus en plus accrue de ces milieux récepteurs.

IV.1.2 CONTRAINTES

L'inexistence d'un dispositif d'assainissement des eaux usées est en soi une contrainte structurelle pour la ville. En tant que telle, elle crée les conditions d'une gestion difficile de ces eaux, aussi bien pour la municipalité que pour les habitants.

En raison de l'absence d'ouvrage de réception aménagé pour les eaux vannes, les effluents issus des fosses domestiques sont déversés principalement, de façon anarchique, dans la nature (97%) et rarement dans des fosses améliorées (3 %), par les camions citernes de la municipalité qui assurent leur vidange. Quant aux modes de gestion de la population, elles se manifestent par des pratiques de détournement consistant, pour un grand nombre de concessions, à raccorder leur fosse septique aux collecteurs d'eaux pluviales, pratique prohibée que la municipalité a du mal à juguler.

Concernant les eaux ménagères (cuisine et lessive), elles sont généralement déversées sur la voie publique et/ou le fleuve dans 80 à 85% des cas. La cour des maisons et les fosses à l'intérieur ou à l'extérieur des habitations sont d'autres lieux de rejet, mais une partie de la population utilise les collecteurs d'eaux pluviales comme déversoir des déchets liquides.

Les contraintes qui président à la gestion des eaux usées créent des conditions de vie favorables à l'apparition et au développement de multiples maladies.

IV.2 ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES

IV.2.1 SITUATION ACTUELLE

La ville a un réseau d'eaux pluviales de DN 315 mm allant de Mbodiène à Santhiaba en passant par Lao Demba. Ce réseau comporte 112 regards. L'écoulement de ces eaux se fait dans le sens Nord-Sud et Est- Ouest jusqu'à la station de pompage qui se trouve à lao Demba, qui les refoule dans le fleuve Sénégal.

Il existe comme infrastructures de drainage, une station de pompage des eaux pluviales à Souima.

Située entre 14°57'37.3'' de longitude ouest et 16°38'57.2'' d'altitude Nord, la station de pompage de Podor est équipée de trois pompes immergées de type KRTE 200-250/12606-295. Une seule pompe est en marche et les caractéristiques de cette pompe sont les suivantes :

- ✓ HMT : 8 m
- ✓ Puissance : 12.5 kW

Conduite de refoulement

- ✓ Diamètre de sortie : 315 mm drainant les eaux juste derrière la digue de protection à travers un émissaire trapézoïdal de largeur 0.65 m qui draine ces eaux dans des champs cultivés à l'ouest de la ville.

La station de pompage de Podor est équipée d'un groupe électrogène de 50 kVa. Le groupe électrogène est en panne.

IV.2.2 CONTRAINTES

Les contraintes du système d'assainissement des eaux pluviales tiennent d'abord aux limites de sa couverture. Le dispositif n'atteint pas le quartier de Souima, et certaines zones de Thioffy et de Sinthiane ne sont pas couvertes par le réseau de drainage.

D'autres contraintes sont liées aux modes de gestion sommaires du réseau d'assainissement, imputables aussi bien à la municipalité qu'à la population. Ils concourent à créer les conditions qui rendent effective la stagnation importante des eaux de pluie en de nombreux points de la ville (voir en annexe 3 le plan des zones inondées).

La conjugaison de plusieurs causes est à l'origine de cette situation : la texture du sol qui ne facilite pas l'infiltration rapide des eaux ; les carences notées dans la maintenance des collecteurs d'eaux pluviales.

A cela s'ajoute le fait qu'une partie de la population utilise le système de drainage pour évacuer les eaux vannes et les eaux ménagères. Dans certains quartiers comme Bir Podor et Thioffy, les habitants édifient des diguettes sur les rues pour éviter l'inondation de leurs maisons ou cassent la chaussée pour évacuer l'eau.

On note aussi l'envahissement de la voirie par le sable qui obstrue le réseau de canalisations et favorise ainsi la stagnation des eaux dans les rues.

CHAPITRE V. PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES

V.1 PRESENTATION DES PRINCIPAUX PROCEDES DE TRAITEMENT

V.1.1 EPURATION DES EAUX USEES

Le traitement des eaux usées, quelles que soient leurs origines, peut être réalisé par divers procédés :

- physique (mécanique : dégrilleur, décanteur, etc.),
- chimique (neutralisation, floculation, etc.),
- biologique (dégradation bactérienne).

En matière de traitement des eaux usées urbaines, les dispositifs retenus combinent les divers types de procédés afin d'obtenir la réduction de la charge polluante souhaitée. Cette combinaison varie essentiellement suivant l'attribution finale des eaux traitées (milieu de rejet, recyclage) et ceci en fonction des normes édictées dans le domaine par les autorités en charge de ces questions.

V.1.1.1 GÉNÉRALITÉS

D'une manière générale, le traitement des eaux usées urbaines s'appuie sur quatre étapes successives :

1. Le prétraitement

Le prétraitement a pour objectif de séparer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement. Il comprend :

- le dégrillage pour retenir les déchets volumineux,
- le dessablage pour obtenir une meilleure décantation,
- le dégraissage et le déshuilage pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras.

2. Le traitement primaire

Il est basé sur des propriétés physiques, comme la décantation plus ou moins poussée, et éventuellement physico-chimiques. Les déchets ainsi recueillis constituent ce qu'on appelle les boues primaires. Ces procédés permettent d'éliminer 50 à 60% des matières en suspension.

3. Le traitement secondaire

Il a pour objet de poursuivre l'épuration des eaux provenant du traitement primaire ou directement du prétraitement par élimination de la pollution carbonée contenue dans les effluents. Il s'agit généralement d'un traitement biologique reposant sur l'application de deux phénomènes :

- la sédimentation partielle des matières en suspension,
- l'activité biologique de très nombreuses bactéries qui se multiplient en dévorant les matières organiques formant par excellence des substances nutritives.

Cette épuration complémentaire constitue, avant le rejet des eaux dans le milieu naturel, une phase très importante permettant de transformer les eaux selon le schéma suivant :

- Les micro-organismes des boues se développent et se nourrissent avec les matières organiques polluantes et les éliminent des effluents bruts,
- Les micro-organismes des boues sont contenus dans des décanteurs dits secondaires, assurant la séparation des bactéries du liquide, ce qui permet d'évacuer une grande partie des eaux épurées,
- La masse biologique qui épure l'eau polluée trouve sa nourriture constante en utilisant un certain volume de boue provenant du clarificateur.

4. Le traitement tertiaire

Il s'agit d'un complément d'épuration des eaux usées pour adapter ces eaux à la protection du milieu. En effet, l'épuration classique ne conduit qu'à un abattement limité des germes pathogènes (90% environ), soit un taux de pollution trop élevé dans certains cas, notamment les eaux de baignades et de conchyliculture.

Les différents types de traitement tertiaire sont les suivants :

- physique : décantation, filtration, tamisage, microfiltration, etc.
- chimique: à base de chaux, floculation, extraction de l'azote et du phosphore,
- biologique : lagunage, boues activées, infiltration dans le sol, etc.
- bactériologique : par l'utilisation du chlore sous diverses formes, de l'ozone, par adsorption au moyen de charbon actif ou de cendres volantes, par rayonnement ultraviolet.

Les procédés spécifiques à ces traitements sont :

- les épurations par voie biologique ou physico-chimique,
- la filtration sur matériaux comme les sables et le gravier, au besoin le charbon actif, dans le but de réduire les matières en suspension et la pollution carbonée.

V.1.1.2 LES DIFFÉRENTES TECHNIQUES D'ÉPURATION

L'obtention d'une qualité de rejet acceptable par le milieu naturel nécessite dans la plupart du temps l'emploi d'une technique d'épuration biologique lorsqu'il s'agit d'un effluent à dominante domestique. Les techniques d'épuration par voie biologique sont nombreuses et on peut les classer en deux catégories :

- ✓ les techniques d'épuration par cultures fixées : Les principales techniques sont les lits bactériens ou lits à ruissellement et les disques biologiques.

- ✓ les techniques d'épuration par biomasse libre : Ces procédés consistent à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de floccs au sein du liquide à traiter. On distingue deux types de systèmes employant les cultures libres : les systèmes extensifs (lagunages naturel et aéré) et les systèmes intensifs (boues activées, aération prolongée...).

❖ RENDEMENT EPURATOIRE

Les rendements qui sont présentés dans le tableau ci-dessous, sont des valeurs acceptées globalement dans le domaine de traitement des eaux usées domestiques.

Tableau 10 Rendement épuratoire des différents procédés

Désignation	Abattement de la charge		
	DBO5 (%)	MES (%)	BACTERIES (%)
Lagunage	80 à 90	80 à 90	95 à 98
Lagunage aéré	80 à 95	80 à 95	95 à 98
Lits bactériens faible charge	80 à 95	70 à 92	90 à 95
Lits bactériens Forte charge.	65 à 90	65 à 92	70 à 90
Disques biologiques	80 à 95	70 à 92	90 à 95
Aération prolongée (faible charge)	90 à 98	90 à 95	95 à 98
Boues activées moyenne charge	86 à 95	86 à 95	90 à 98
Boues activées forte charge	50 à 75	80	70 à 90

La fourchette en terme de rendement des différents procédés dépend du dimensionnement adopté pour chacun des procédés mais aussi des conditions d'exploitation de la station qui en découle. Cette différence est notamment marquée pour les lits bactériens dont le rendement en DBO varie de 65 à 90% du fait de l'état de colmatage du lit et donc des conditions d'exploitation appliquées in-situ.

❖ PRESENTATION DES TECHNIQUES D'EPURATION PAR CULTURES FIXES

○ Lits bactériens

Comme les boues activées, le procédé des lits bactériens était une méthode d'épuration souvent pratiquée dans le domaine de l'assainissement.

En effet, le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou cavernaux servant de support aux micro-organismes épurateurs, d'où un risque de colmatage si la charge n'est pas parfaitement maîtrisée.

Le lit bactérien est un ouvrage de forme ronde ou rectangulaire, pourvu d'une dalle perforée sur laquelle est posée une masse de matériaux de remplissage. A la base du système, les eaux filtrées sont

collectées dans des rigoles, puis évacuées. Le fond du filtre est construit de façon à assurer l'entrée de l'air dans la masse du lit.

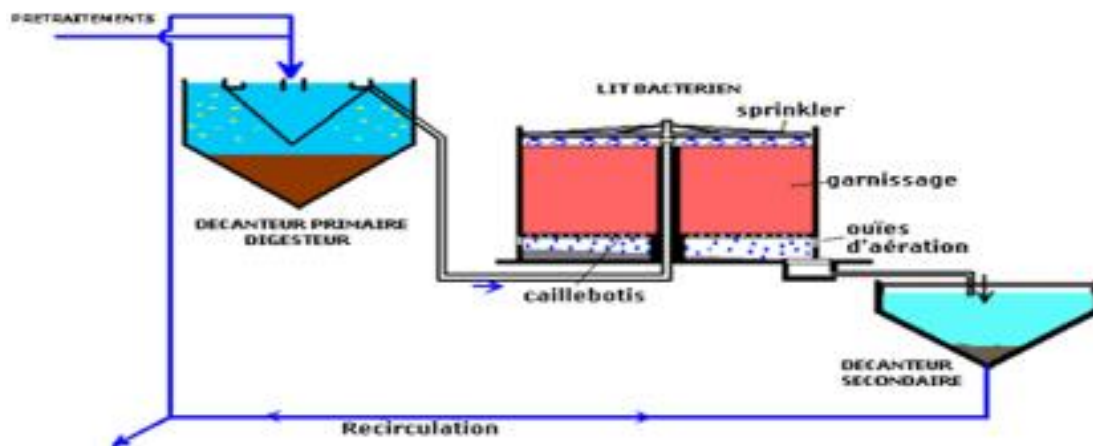


Figure 1 : Principe des lits bactériens

Le procédé consiste en une distribution des eaux usées décantées sur la surface totale du lit. Sur la masse des matériaux de remplissage se développe un film biologique formé par les micro-organismes qui se nourrissent des substances contenues dans les eaux usées et les dégradent. Ce film biologique assure l'action du lit bactérien grâce à la voracité des micro-organismes (unicellulaires et multicellulaires) et à la dégradation aérobie des boues. Au cours de la filtration des effluents, les films, en adsorbant et en minéralisant les matières dissoutes dans les eaux usées, s'accroissent, s'épaississent et, séparés par la force d'écoulement du matériau de remplissage, sont emportés avec les effluents filtrés vers le décanteur secondaire. Le matériau de remplissage est arrosé avec un arroseur appelé «sprinkler». L'eau ruisselle sur le matériau de remplissage qui permet le renouvellement du film bactérien. Un courant d'air constant permet d'évacuer le CO₂ provenant de la respiration des micro-organismes et de leur apporter l'oxygène indispensable.

Cette ventilation se fait naturellement par la différence des températures à l'extérieur et à l'intérieur du lit. Elle est suffisante quelle que soit la charge appliquée au lit.

Le matériau de remplissage doit remplir deux fonctions :

- il sert de matériau de soutien pour un film biologique,
- il doit former des espaces libres pour l'aération.

Les matériaux de remplissage doivent donc offrir la plus grande surface de contact possible. D'autre part, ils doivent être chimiquement et mécaniquement résistants. On utilise généralement des morceaux de pierres, de pouzzolanes et de scories de granulométries différentes. Avec des matériaux de remplissage modernes en synthétiques (plaques en PVC, polystyrène etc.) on obtient des surfaces de contact plus grandes (la surface spécifique monte jusqu'à 150-200 m²/m³) et des ensembles plus légers. Les installations à lits bactériens sont plus sensibles aux surcharges et aux matières toxiques que celles à boues activées : un changement de la charge conduira directement à un changement de la qualité de l'effluent.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • généralement adapté pour des collectivités de taille inférieure à 10 000 EH ; • faible consommation d'énergie ; • fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ; • peut être installé en amont d'une station à boues activées afin de déconcentrer les effluents du type agro-alimentaire ; • bonne décantabilité des boues ; • plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées. • avantage hydraulique en cas de pompage 	<ul style="list-style-type: none"> • performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; • coûts d'investissement élevés ; • nécessité d'un prétraitement efficace ; • sensibilité au colmatage et au froid ; • source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse) ; • boues fermentescibles ; • ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés ; • décantation primaire nécessaire ; • stabilisation des boues supplémentaires.

○ Les disques biologiques

Il existe d'autres types de lits bactériens appelés disques biologiques tournants. Cette technique très ancienne est de nouveau d'actualité dans le cadre des unités d'épuration compactes élaborées pour quelques centaines d'équivalent-habitants.

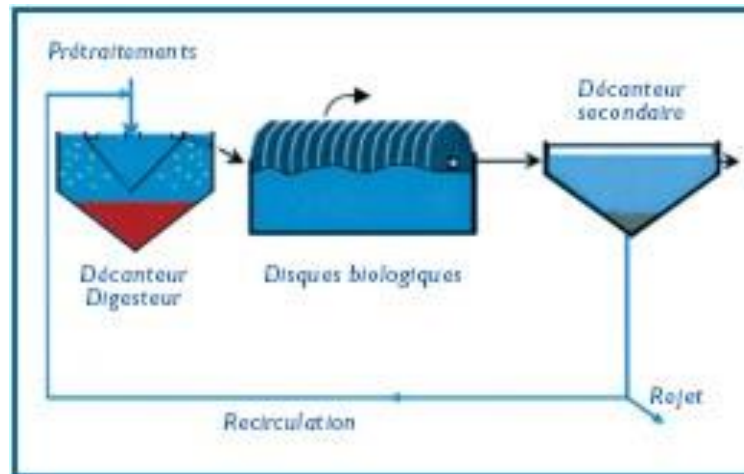


Figure 2 : Principe disque biologique

Ce procédé appartient à la catégorie des systèmes d'épuration où la culture bactérienne aérobie est développée sur un support solide constitué de disques en matière plastique.

Ces disques très légers de 10 mm d'épaisseur et de 2 à 3 mètres de diamètre, sont espacés de 1 à 2 cm et montés sur un arbre horizontal lequel est entraîné par un moteur. Ce procédé est réservé aux petites stations d'épuration jusqu'à une taille de 2000 équivalent-habitants.

Ce procédé doit fonctionner dans des installations couvertes pour mettre les installations à l'abri des intempéries et des écarts de températures, toutefois l'encombrement des appareils est très réduit ce qui constitue un gain d'espace appréciable.

Ce procédé est d'un entretien facile, peu sensible aux variations brutales de charge et nécessite une faible dépense d'énergie. Il faut toutefois rappeler que les installations à disques sont susceptibles de générer de mauvaises odeurs suite à une répartition défectueuse des eaux sur l'étendue de la surface des disques.

Conclusion

Ce procédé a été beaucoup développé en France durant la période 1955-1970, avant d'être détrôné par les procédés de boues activées, qui, avec des coûts d'investissement réputés plus réduits et de meilleures performances, est devenu très largement majoritaire même pour les petites agglomérations. Toutefois, les sensibilités dans la gestion de l'installation des lits bactériens et des disques biologiques sont les suivantes :

Le colmatage d'une partie du lit, conduit à :

- la formation d'une mare et la surcharge de la partie restante,
- l'anaérobiose et le développement des odeurs nauséabondes,
- la dégradation de la qualité de l'effluent;
- une faible élimination de l'azote et du phosphore

- le développement de mauvaises odeurs et la prolifération des insectes ;
- la forte dépendance des conditions climatiques.

Pour ces différentes raisons, les lits bactériens, en dehors des modèles de stations compactes, ne sont pas conseillés en cas d'exigence d'effluent très sévère.

❖ **PRESENTATION DES TECHNIQUES D'EPURATION PAR CULTURES LIBRES**

○ **Les systèmes extensifs (lagunages naturel et aéré).**

➤ **Le lagunage**

Contrairement aux procédés techniques d'épuration des eaux, le lagunage est un procédé extensif à grande surface qui donne des résultats pour un moindre coût d'investissement (si on exclut le coût du terrain).

L'avantage principal du lagunage est, par opposition au système conventionnel dit intensif, sa capacité à supporter des variations de débit et de charge importante tout en répondant à un traitement allant jusqu'au stade tertiaire. En conséquence, les durées de séjour varient de quelques jours à plusieurs semaines avec une compensation appropriée de la concentration en DBO et en DCO par rapport aux autres procédés de traitement des eaux, cela est surtout vrai pour le lagunage naturel.

La condition majeure de l'épuration des eaux usées dans les lagunes aérobies est que le contenu de celle-ci ne doit en aucun cas entrer en putréfaction d'où une contrainte sur le dimensionnement de chaque bassin en fonction des concentrations en impuretés susceptibles d'y transiter.

On distingue trois types de lagunes :

- les lagunes profondes (3 à 4 m de profondeur) fonctionnant en anaérobiose,
- les lagunes de faibles profondeurs (1,1 à 1,8 m) ou les bassins de stabilisation de grande surface fonctionnant essentiellement en aérobie,
- les lagunes de finition en complément du traitement traditionnel et fonctionnant en aérobie.

Le type de lagune le plus couramment utilisé pour un traitement complet des eaux usées est le bassin ou étang de stabilisation, réunissant simultanément des conditions d'aérobie et d'anaérobiose. Il s'agit généralement de 3 bassins en série dans lesquels les effluents bruts sont soumis aux processus biochimiques naturels.

Le lagunage est un système d'épuration à la fois robuste et peu complexe en exploitation. Vu la surface importante occupée et la durée de séjour, ce procédé n'est pratiquement pas influençable par les variations des charges. Les bonnes performances du lagunage en font le procédé le plus demandé actuellement au niveau des petites collectivités.

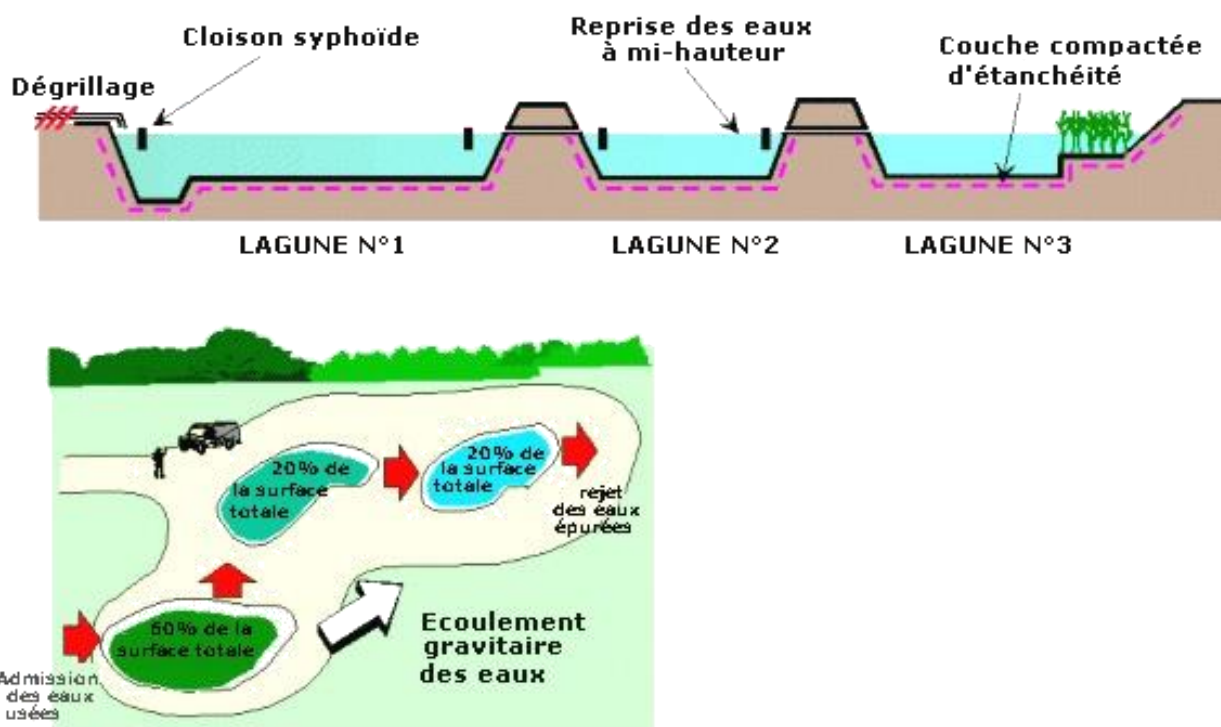


Figure 3 : Principe du lagunage naturel

Le tableau donné ci-après récapitule les avantages et les inconvénients du procédé de lagunage naturel :

Tableau 11 Avantages et inconvénients du lagunage naturel

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • généralement pour des petites et moyennes villes; • bien adapté au réseau séparatif et unitaire (charge hydraulique - dilution) ; • coûts d'investissement limités (en absence de forte contrainte d'étanchéification) ; • faibles coûts d'exploitation ; • bonne intégration dans l'environnement ; • boues peu fermentescibles ; • rendement important en élimination des pathogènes (10^2 à 10^4). 	<ul style="list-style-type: none"> • emprise au sol importante ; • contraintes de nature de sol et d'étanchéité ; • variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ; • nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ; • élimination de l'azote et du phosphore incomplète ; • difficultés d'extraction des boues ; • pas de réglage possible en exploitation ; • sensibilité aux effluents septiques et concentrés ; • évaporation importante.

Conclusion

Lorsque les conditions de terrain disponibles et de climat sont remplies, on admet que l'épuration par lagunage naturel constitue la solution la plus économique pour le traitement des eaux usées. Cependant, les processus complexes d'épuration mis en jeu dans le bassin de lagunage nécessitent des études spécifiques qui contrastent avec la rusticité du procédé.

Le site de l'implantation doit être bien étudié afin d'assurer l'étanchéité des bassins, soit un important surcoût lors de la réalisation (compactage, argile, pose d'un film étanche sur le fond et les talus).

Lors de l'exploitation, le fonctionnement peut être perturbé par la surproduction d'algues (désherbage obligatoire). Autres inconvénients, les risques d'odeurs nauséabondes (au niveau des bassins anaérobies), ainsi que la prolifération des insectes et notamment des moustiques.

➤ **Le lagunage aéré**

Une variante du procédé de lagunage naturel peut être obtenue en utilisant des lagunes aérées. Ce sont de vastes bassins, où l'on effectue une épuration biologique bactérienne comme celle qui se pratique naturellement dans un étang, en apportant de l'extérieur par insufflation d'air ou brassage au moyen d'aérateurs de surface, l'oxygène nécessaire au maintien des conditions aérobies.

On distingue classiquement deux types de lagunes d'aération définissant ainsi :

- le lagunage aéré aérobie (ou lagunage aéré stricto sensu) : dans la lagune d'aération l'énergie de brassage est suffisante pour qu'aucun dépôt ne se forme,
- le lagunage aéré aérobie-anaérobie facultatif : la puissance de brassage de la lagune est insuffisante pour éviter les dépôts.



Figure.4 : Exemple d'un lagunage aéré

Le tableau donné ci-après récapitule les avantages et les inconvénients du procédé de lagunage aéré :

Tableau 12 Avantages et inconvénients du procédé lagunage aéré

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • généralement pour des villes moyennes; • bien adapté au réseau séparatif et unitaire (charge hydraulique - dilution) ; • coûts d'investissement acceptables ; • coûts d'exploitation acceptables ; • bonne intégration dans l'environnement ; • boues peu fermentescibles ; • nitrification. 	<ul style="list-style-type: none"> • emprise au sol importante ; • contraintes de nature de sol et d'étanchéité ; • variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ; • nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ; • élimination de l'azote et du phosphore incomplète ; • élimination des pathogènes limité, de l'ordre de 10²; • difficultés d'extraction des boues ; • réglage possible limité en exploitation ; • sensibilité aux effluents septiques et concentrés ; • évaporation importante.

➤ **Les systèmes intensifs (boues activées, aération prolongée...).**

a) *Aération prolongée (boues activées à très faible charge)*

Ce système est en réalité un procédé à boues activées à très faible charge et sans décantation primaire. Il permet la stabilisation des boues bien minéralisées, sans séparation et durant de longues périodes de séjour dans le bassin d'aération (de l'ordre d'une vingtaine de jours).

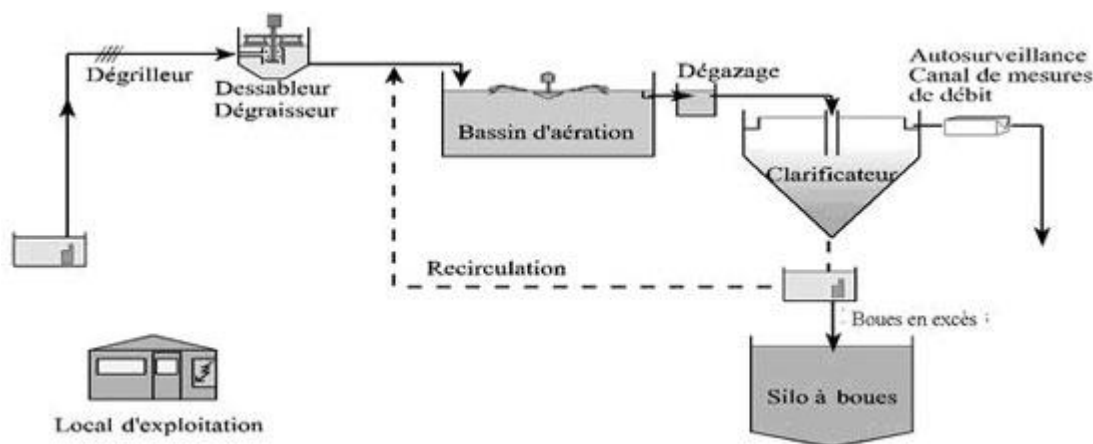


Figure 5 : Principe de l'aération prolongée

Le système d'aération prolongée se différencie du lagunage aéré par le fait que les boues séparées issues du bassin d'activation sont, pour la plupart, recyclées en tête du même bassin. Cet artifice permet de travailler avec des concentrations en boues importantes (4 à 5 g/l) d'où la puissance du procédé.

Ce procédé peut être développé dans trois types de bassins d'activation différents, soit par :

- un bassin en forme de chenal fermé sur lui-même : le chenal d'oxydation ;
- des bassins mixtes couplés en série : l'aération prolongée classique.
- Des appareils combinés fonctionnant selon un séquençage de l'aération : système de SBR (sequencing batch reactor).

Chenal d'oxydation

Le chenal d'oxydation constitue un procédé de traitement particulier où le processus, aération, décantation, digestion aérobie, recirculation, est simplifié. Il s'agit d'un procédé d'oxydation.

Dans ce procédé, l'oxygène nécessaire est introduit dans l'effluent des eaux usées par une installation d'aération par des balais-brosses tournant autour d'un axe horizontal. Grâce à une légère pente, les eaux usées circulent dans un chenal ayant la forme d'un canal ouvert annulaire allongé. Pour créer une turbulence et favoriser une bonne aération dans le chenal, l'installation des déflecteurs à l'aval des aérateurs est nécessaire.

Le temps de rétention des boues dans ce système est de 15 à 20 jours. Ce « long » temps de séjour assure une bonne stabilisation des boues minéralisées et permet un séchage direct des boues en excès sans traitement préalable.

La faible charge massique du chenal d'oxydation permet une nitrification très élevée de l'azote présent dans les eaux usées. La forme spécifique du chenal aide à récupérer le maximum d'oxygène introduit pour cette nitrification. Dans une zone anaérobie maintenue dans le bassin d'aération le processus de dénitrification libère l'azote sous forme de gaz. Cette spécificité du chenal d'oxydation réduit la teneur en azote des eaux usées ainsi que la consommation en énergie.

Le paramètre de l'âge de boues est accepté comme point de départ dans le dimensionnement des chenaux. Les volumes nécessaires sont déterminés à partir de l'âge de boues exigé pour une stabilisation poussée des boues. Le paramètre "âge des boues" dépend de la charge massique, de la température et du type des eaux usées.

Avec un âge des boues élevé dans le système à très faible charge la plupart des matières organiques sont transformées en matières organiques inertes.

Tableau 12 : Avantages et inconvénients des boues activées – chenal d'oxydation

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • adaptée pour toute taille; • bonne élimination et/ou transformation de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification) ; 	<ul style="list-style-type: none"> • coûts d'investissement assez importants ; • consommation énergétique importante ; • nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière;

<ul style="list-style-type: none"> • adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; • boues suffisamment stabilisées ; • facilité de mise en œuvre des étapes supplémentaires ; 	<ul style="list-style-type: none"> • sensibilité aux surcharges hydrauliques ; • décantabilité des boues souvent difficile à maîtriser ; • perte de flocs minéralisés dans l'effluent • forte production de boues qu'il faut concentrer ; • élimination des pathogènes limitée.
---	--

Conclusion

Avec un chenal d'oxydation, la qualité d'effluent n'est pratiquement pas influencée par des variations de charges.

Avec une augmentation permanente de la charge, au-dessus de la charge de projet, la qualité de l'effluent ne se détériore que très légèrement. Dans ce cas, le degré exigé de stabilisation peut être maintenu par la construction d'un bassin de stabilisation de boues.

b) Aération prolongée classique

A l'opposé du chenal d'oxydation, l'aération prolongée classique peut se concevoir avec différents types d'aérateurs, allant même jusqu'aux aérateurs à grande vitesse, sans réducteur. Cette flexibilité est un atout qui peut être exploité pour le perfectionnement du procédé en vue de la réduction de certains éléments tels que le phosphore (par précipitation).

Les longues périodes de séjours hydrauliques provoquent une haute maturation des boues, ce qui garantit la nitrification. De ce fait, dans le décanteur secondaire, il se produit souvent une dénitrification avec formation correspondante de boues superficielles. Pour éviter ce phénomène, il y a lieu soit de diminuer le temps de séjour dans les décanteurs, soit d'intégrer la dénitrification dans le système de traitement. C'est dans la zone d'anoxie, que la dénitrification aura lieu.

c) Le SBR (Sequencing Batch Reactor / Réacteur séquentiel discontinu)

Contrairement au procédé à boues activées conventionnel, dans lequel l'épuration des eaux usées s'effectue dans différents bassins disposés les uns derrière les autres, les différentes phases du procédé SBR se déroulent l'une après l'autre, dans le même bassin (Resp. réacteur). Cela donne donc la succession typique de phases de processus suivantes : Remplissage et mélange ou aération ; Aération ; Sédimentation ; Enlèvement de l'eau épurée

Ce procédé utilise exclusivement une forte oxygénation de l'effluent. Les aérateurs assurent également une forte turbulence des eaux polluées, ce qui permet d'éviter les dépôts.

Ce procédé de boues activées se distingue par un séquençage du procédé à l'intérieur d'un ouvrage unique assurant à la fois le rôle de bassin d'aération et de décanteur secondaire muni d'aération forcée. Cette forte oxygénation permet d'obtenir ce qu'on appelle une digestion aérobie. Il y a formation de gaz carbonique et d'ammoniac, sans dégagement de méthane comme cela se produit dans la digestion anaérobie. Cette digestion aérobie est donc sans odeur. Ce procédé est essentiellement employé :

- Pour les stations d'épuration importantes,

- A des fins de désodorisation,
- Pour les stations de boues activées à charge variables (zone touristique).

Conclusion

Les trois procédés, chenal d'oxydation, aération prolongée et SBR, reposent sur le même principe et ont de ce fait, pratiquement les mêmes caractéristiques techniques de traitement.

- Les trois procédés sont simples en exploitation et produisent une boue bien minéralisée et facile à traiter, sans aucune installation de stabilisation des boues ;
- Deux procédés nécessitent une séparation des boues par décantation dans des appareils indépendants du bassin d'activation, des moyens auxiliaires, ainsi que d'énergie pour le recyclage des boues en retour, alors que le troisième procédé présente un gain d'ouvrage, la décantation et l'aération étant réalisées dans un même ouvrage ;
- Les trois procédés sont flexibles et pratiquement insensibles aux variations des charges.

Cependant, le chenal d'oxydation a un meilleur rendement pour l'élimination de l'azote avec un taux de dénitrification aussi élevé que celui de la nitrification par rapport aux deux autres variantes de traitement.

d) Boues activées moyenne et forte charge

Le procédé des boues activées se distingue principalement de celui de l'aération prolongée (boues activées à très faible charge) par les facteurs suivants :

- Un bassin de décantation primaire additionnel
- Un temps de séjour total d'une durée plus courte ;
- Une masse de micro-organismes beaucoup plus faible ;
- Une stabilisation des boues qui se fait séparément.

Le procédé par boues activées consiste pratiquement à mélanger et agiter les effluents bruts d'eau usée avec des boues liquides, bactériologiquement très actives. Ces boues activées provoquent la décomposition des matières organiques dissoutes ou colloïdales présentes dans les eaux usées. Elles sont, par la suite, décantées dans un clarificateur (décanteur secondaire). Afin de maintenir une biomasse suffisante, la boue nécessaire est recirculée du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Les boues en excès sont évacuées vers le système de traitement des boues. Normalement, la teneur en boues dans le bassin d'aération est maintenue entre 2 et 4 Kg MES/m³.

La stabilisation des boues peut être entreprise en milieu aérobie dans un bassin de stabilisation séparé ou bien dans un digesteur de façon anaérobie, ce qui est, généralement, lié à un moindre besoin en énergie. Le principal inconvénient de ce procédé reste la consommation d'énergie.

Tableau 14 : Avantages et inconvénients des boues activées moyenne et forte charge

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • bonne élimination et/ou transformation de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5) • bonne adaptation pour la protection de milieu 	<ul style="list-style-type: none"> • coût d'investissement assez important • consommation énergétique importante • nécessité de personnel qualifié et d'une

récepteurs sensibles • extension facile ; • consommation énergétique moins importante que l'aération prolongée en cas de stabilisation anaérobie des boues.	surveillance régulière • sensibilité aux surcharges hydrauliques • décantabilité des boues souvent difficile à maîtriser ; • élimination partielle de l'azote N • stabilisation séparée des boues ; • élimination limitée des pathogènes.
---	--

V.1.1.3 ANALYSE MULTICRITERES ET CHOIX DU PROCEDURE

Le choix du procédé est fortement lié à la réglementation en matière de protection de la santé publique et de l'environnement, soit la norme en matière de rejets d'effluents dans le milieu récepteur. Le tableau suivant donne les normes de rejet des installations classées pour la protection de l'environnement.

Tableau 15 Normes de rejet

Paramètre	Valeur limite (mg/l)	Observation
Matière en suspension (MES)	50	
Demande biochimique en oxygène DBO ₅ sur un effluent non décanté	40	Si charge DBO ₅ > 30 kg/j
	80	Si charge DBO ₅ < 30 kg/j
Demande chimique en oxygène DCO sur un effluent non décanté	100	Si charge DCO > 100 kg/j
	200	Si charge DCO < 100 kg/j
Azote (Azote global comprenant l'azote organique, l'azote ammoniacal et l'azote oxydé)	30	Concentration moyenne mensuelle lorsque le flux journalier maximal est ≥ 50 kg/j
Le phosphore total	10	Concentration moyenne mensuelle lorsque le flux journalier maximal \geq à 15 kg/j

Source : Norme Sénégalaise NS 05-061 de juillet 2001

Les critères de sélection sont :

- Rendement épuratoire ;
- Sécurité de l'exploitation ;

- Technicité et entretien ;
- Encombrement et extension;
- Nuisances environnementales;
- Coût d'exploitation ;
- Les besoins en énergie ;
- Coût du procédé.

❖ RENDEMENT

Si tous les systèmes semblent pouvoir s'adapter à des rendements supérieurs à 90% et voisins de 95%, les procédés à forte charge semblent être légèrement «handicapés» en terme d'abattement de la DBO5 et des MES.

Les systèmes à sélectionner doivent nous permettre de respecter les normes de rejet des eaux usées dans le milieu naturel.

Par ailleurs, il apparaît clairement que ce sont les procédés impliquant les temps de séjour les plus longs qui sont en mesure de réduire les pollutions nuisibles à la qualité des eaux traitées, notamment la charge bactérienne.

❖ SECURITE DE L'EXPLOITATION

Ce sont les procédés dont les temps de séjours sont les plus courts qui réagissent le moins bien à la variabilité des charges, tant quantitative que qualitative.

L'influence des effluents industriels se ressent surtout dans la qualité de la boue, qui influe elle-même sur son aptitude au traitement. En ce sens, le lagunage présente les meilleurs atouts. Toutefois, les grandes quantités de boues recueillies à l'assèchement du bassin, constituent un handicap à leur réutilisation courante.

Dans les procédés à boues activées, l'extraction de la boue est régulière et ne nécessite pas l'arrêt des installations. La stabilisation des boues dans les bassins d'aération dans le cas de l'aération prolongée devient un argument supplémentaire, comparé au stockage.

❖ TECHNICITE DES PROCEDES ET DES INSTALLATIONS

La sophistication et l'automatisation des installations de traitement des eaux usées urbaines ne sont pas toujours et partout le garant d'une exploitation rationnelle et d'un fonctionnement sûr. Toutefois, la rusticité d'une installation ne les garantit pas non plus.

L'aération prolongée présente l'avantage, pour une complexité équivalente à celle des installations à boues activées, de fournir une boue correctement minéralisée et facile à traiter. La flexibilité de l'aération reste un atout.

Même si le stockage en bassin semble l'emporter par sa rusticité, il convient de ne pas oublier :

- l'emprise des installations ;
- la rudesse et l'ampleur des travaux d'entretien, certes peu techniques (lutte contre l'ensablement, l'évacuation des boues, le ramassage des matières flottantes, des algues et des végétaux) ;

- les contraintes techniques d'installation : morphologie des terrains (nivellement et terrassement), étanchéité.

En ce qui concerne les lits bactériens, la sanction est rapide (colmatage, dessèchement et dégradation des supports) et entraîne des surcoûts exorbitants. L'exploitation du digesteur est aussi un critère limitant.

❖ ENCOMBREMENT ET EXTENSION

Sans conteste, c'est le procédé de lagunage qui consomme le plus d'espace. Il risque, dans ces conditions d'entrer directement en concurrence, dès sa réalisation, avec les probables consommateurs de sa production (eaux traitées et boues) qui sont les agriculteurs.

Les procédés de type artificiel sont compacts et plus facilement modulables suivant la topographie. Ils s'intègrent mieux et à moindre coût au milieu environnant.

❖ NUISANCES ENVIRONNEMENTALES

Les impacts potentiels d'une station d'épuration sont bien connus, ils consistent en :

- l'émission des odeurs désagréables,
- les émissions sonores,
- la prolifération d'insectes (mouches et moustiques),
- la fabrication de déchets importants

Ce sont généralement des nuisances auxquelles sont très sensibles les habitants. Un constat qui va de pair avec la "répulsion" que leur inspire ce type d'installation.

Pour réduire cet impact, on éloigne la station, autant que possible, des limites des futures zones aménagées. Mais les procédés les mieux adaptés à tous points de vue sont ceux qui sont les plus discrets, donc les plus compacts, limitant les grandes surfaces de contact eau/air, limitant les zones d'eaux dormantes et facilitant la souplesse de l'exploitation au grand bénéfice de tous.

CHOIX DU PROCÉDÉ À RETENIR

Les critères de choix, retenus et développés dans les paragraphes précédents s'appuient sur quelques notions de base. Pour chaque critère un poids en pourcentage a été attribué. Chaque critère sera noté de 1 à 5. L'évaluation exprimée ci-dessous est considérée de la manière suivante :

- 5 : Meilleure réponse au critère de choix,
- 4 : Aptitude satisfaisante,
- 3 : Aptitude suffisante,
- 2 : Aptitude limitée,
- 1 : Mauvaise réponse au critère de choix.

Tableau 16 : Comparaison des différents procédés de traitement

Critères de sélection	Poids	Lagunage naturel		Lagunage aéré		Lits bactériens		Aération prolongée classique		Boues activées moyenne et forte charge	
		Note sur 5	Note pondérée	Note sur 5	Note pondérée	Note sur 5	Note pondérée	Note sur 5	Note pondérée	Note sur 5	Note pondérée
Rendement épuratoire	20%	4	0,8	4	0,8	4	0,8	5	1,0	5	1,0
Sécurité d'exploitation	15%	5	0,8	5	0,8	3	0,5	3	0,5	2	0,3
Technicité et entretien	15%	5	0,8	3	0,5	2	0,3	3	0,5	2	0,3
Encombrement et extension	10%	1	0,1	2	0,2	5	0,5	5	0,5	5	0,5
Nuisances environnementales	10%	3	0,3	3	0,3	2	0,2	5	0,5	4	0,4
Coût d'exploitation	10%	5	0,5	4	0,4	2	0,2	2	0,2	2	0,2
Les besoins en énergie	10%	5	0,5	4	0,4	4	0,4	2	0,2	4	0,4
Coût du procédé	10%	5	0,5	4	0,4	3	0,3	2	0,2	1	0,1
Aptitude du procédé à la sélection		4,2		3,7		3,2		3,5		3,2	

A la lecture de l'exposé technique précédent, il apparaît que le traitement par lagunage naturel et lagunage aéré semblent les mieux adaptés pour le contexte de la ville de Dagana. En effet, les normes de rejet actuelles ne sont pas sévères et ne nécessitent pas le recours à des procédés sophistiqués. Il ressort également de cette analyse que les procédés de boues activées moyennes et fortes charges et les lits bactériens ne peuvent pas être envisagés.

V.1.2 TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE

Les boues de vidange désignent les produits issus du curage des fosses septiques ou des fosses toutes eaux relevant de l'assainissement individuel. Elles sont extraites par des méthodes manuelles ou mécaniques et sont rejetées dans les cours d'eau, en brousse ou simplement enfouies sur place. Cette gestion non contrôlée des boues de vidange est une source de propagation de maladies infectieuses par des microorganismes pathogènes (bactéries, parasites et virus). Par conséquent, l'efficacité de l'assainissement autonome dans l'amélioration des conditions d'hygiène est ainsi fortement compromise.

❖ PRINCIPE DU TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE

Certaines caractéristiques des boues de vidange en font un produit difficile à manier. Les boues de vidange sont trop riches en polluants pour pouvoir être déversées dans les eaux de surface, dans la nature, ou traitées comme les eaux usées.

La première étape du traitement des boues de vidange consiste donc en général en une stabilisation des boues et en une séparation des phases solide et liquide. La fraction liquide peut ensuite être traitée séparément, en général avec des techniques de traitement des eaux usées. La fraction solide subit quant à elle un traitement visant l'amélioration de ses caractéristiques en vue d'une mise en décharge ou d'une valorisation agricole.

La technique retenue pour traiter les boues de vidange dépend :

- Des caractéristiques physico-chimiques des boues,
- Des capacités financières de la ville,
- Des caractéristiques environnementales, du site d'accueil de la station de traitement,
- Des possibilités offertes pour la valorisation des sous-produits (Boues et eaux).

❖ LES DIFFÉRENTES TECHNIQUES DE TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE

Les différentes techniques de traitement des boues de vidanges ainsi que les combinaisons possibles sont présentées au niveau de la figure suivante :

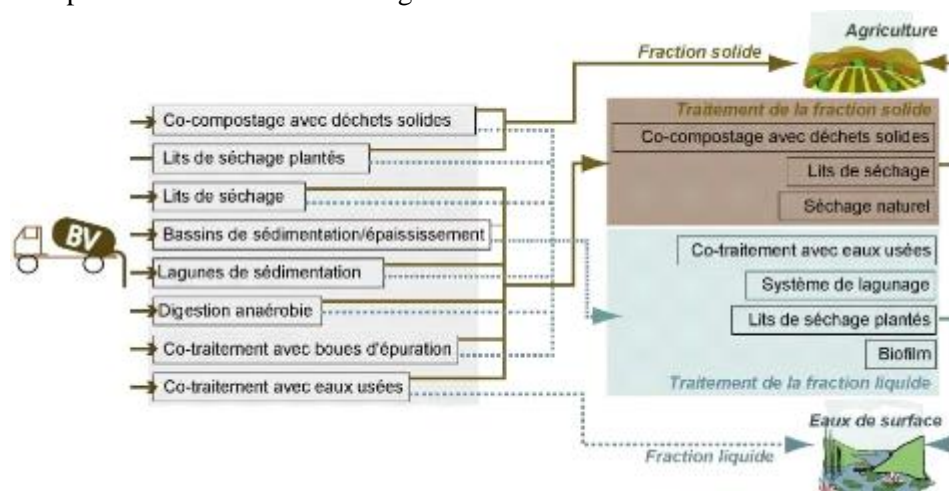


Figure 6 : Les différentes techniques de traitement de boues de vidange

Nous distinguons deux familles de traitement :

○ TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE BRUTES

- ✓ Application directe sur le sol,
- ✓ Digestion anaérobie,
- ✓ Lagunage,
- ✓ Co-traitement avec les eaux usées (co-lagunage),
- ✓ Co-compostage avec les résidus solides,
- ✓ Lits de séchage,
- ✓ Lits de séchage plantés.

○ TRAITEMENT APRES SEPARATION LIQUIDE-SOLIDE

- ✓ Lagunage de la fraction liquide,
- ✓ Co-traitement avec les eaux usées de la fraction liquide,
- ✓ Co-compostage de la fraction solide avec les ordures ménagères,
- ✓ Séchage de la fraction solide,

Le traitement des boues de vidange est largement basé sur la séparation des phases liquide et solide. Après cette première phase de séparation, les fractions liquide et solide sont traitées séparément.

La fraction liquide est ainsi traitée avec les technologies habituelles pour les eaux usées et la fraction solide peut être simplement séchée pour la mise en décharge, ou désinfectée pour permettre une utilisation agronomique exempte de risques sanitaires.

Le niveau de traitement des fractions liquides et solides dépend de l'utilisation prévue des sous-produits. En effet, si les sous-produits et notamment l'eau épurée doit être utilisée, il est nécessaire d'atteindre un niveau de traitement compatible avec l'utilisation prévue pour éviter les risques sanitaires.

❖ DESCRIPTION DES TECHNIQUES DE TRAITEMENT

○ PRETRAITEMENT

Les techniques généralement utilisées dans les stations de traitement de boues de vidange consistent essentiellement :

- ✓ en une réception dans un ouvrage en béton,
- ✓ une tranquillisation dans un canal,
- ✓ un dégrillage.

Le dégrillage est une opération indispensable qui permet :

- de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation,
- de séparer et évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants ou en compliquer l'exécution.

Le dégrillage est assuré soit par une grille à nettoyage manuel soit par une grille à nettoyage automatique, dite « grille mécanique » ou « dégrilleur mécanique ».

○ SEPARATION LIQUIDE/SOLIDE

Les principales techniques de séparation liquide/solide sont:

- ✓ les bassins de sédimentation/épaississement,
- ✓ les lits de séchage non plantés ou simples,
- ✓ les lits de séchage plantés.

Le bassin de sédimentation et épaississement assure la première étape de la séparation liquide-solide. Il a pour objectif de concentrer les boues en décantant la matière en suspension. Les boues brutes y stagnent pendant plusieurs heures, ce qui permet la décantation gravitaire des matières en suspension. Les boues accumulées au fond sont soutirées périodiquement et mises sur les lits de séchage. Le surnageant de l'ouvrage sera dirigé vers les ouvrages de traitement de la fraction liquide.

○ TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DE LA FRACTION LIQUIDE

A l'issue de la séparation liquide/solide, la fraction liquide obtenue a des caractéristiques comparables à des eaux usées classiques. Les technologies de traitement de la fraction liquide sont donc les mêmes que pour les eaux usées urbaines.

Pour des faibles quantités d'eaux et en excluant les techniques de traitement nécessitant une consommation importante d'énergie et dont l'exploitation est assez contraignante les procédés extensifs sont les mieux indiqués (lagune naturel et lagunage aéré). Par conséquent, il est retenu, pour le traitement de la fraction liquide, des lagunes simples.

○ TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DE LA FRACTION SOLIDE.

Dans un contexte d'un ensoleillement assez important, la technologie la plus simple pour le traitement de la fraction solide est le séchage naturel suivi d'un stockage.

➤ Les lits de séchage

Chaque lit de séchage est constitué d'une couche drainante placée sur un fond imperméabilisé (argile ou béton armé) incliné vers le centre du lit. La couche drainante est composée de deux couches de gravier surmontée d'une couche de sable. Au milieu du lit, un fossé est aménagé dans lequel est placé un drain (conduite perforée). Le système de drainage de l'ensemble des lits de séchage débouche dans différents regards de collecte. Ces eaux seront évacuées vers les lagunes prévues pour le traitement du percolât. Les lits seront séparés par des cloisons en béton armé.

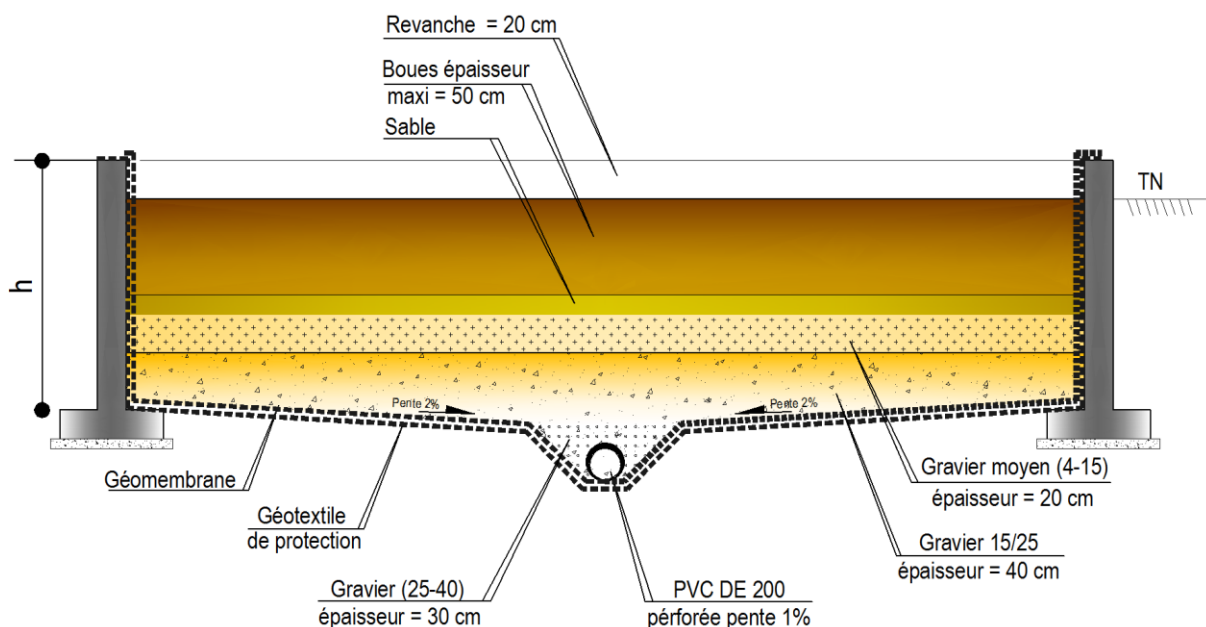


Figure 7 : Coupe schématique de lit de séchage

a) Les lits de séchage plantés

Un lit de séchage planté est semblable à un lit de séchage non planté avec l'avantage d'une évapotranspiration accrue par les plantes judicieusement choisies. La boue fraîche peut être appliquée directement sur la couche précédente. Les plantes et leur système racinaire maintiennent la perméabilité du filtre. Les boues accumulées sur les lits sont évacuées tous les 2 à 5 ans. Ce séjour prolongé conduit à une minéralisation poussée de ces boues et à l'élimination naturelle des pathogènes. Elles auront un degré de stabilisation avancé ainsi qu'une bonne « hygiénisation » et humification.

Les lits de séchage plantés présentent l'avantage que les boues y resteront pendant une période allant jusqu'à 5 ans, ce qui réduit considérablement les dépenses d'exploitation.

Les boues issues de ces lits de séchage plantés ne requièrent pas d'autres étapes de traitement. Elles peuvent être épandues directement sur des surfaces cultivées.

Les lits sont utilisés selon une rotation permettant la mise au repos de plusieurs mois pour une hygiénisation convenable des boues séchées.

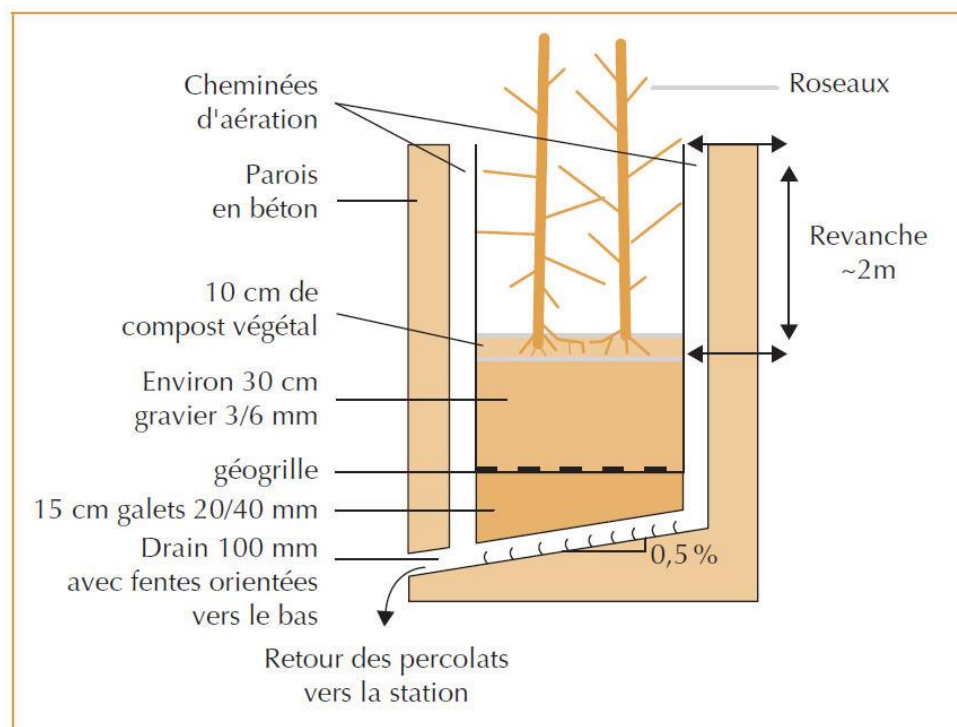


Figure 8 : Coupe schématique de lit de séchage planté de roseaux

❖ CHOIX DE LA TECHNIQUE

Etant donné que la ville sera dotée d'une station d'épuration, nous proposons le co-traitement de la fraction liquide au niveau des ouvrages de la STEP projetée.

La station de traitement des boues de vidange sera composée des ouvrages suivants :

- ✓ Ouvrage de réception des boues de vidange,
- ✓ Canal de dégrillage,
- ✓ Un bassin de sédimentation
- ✓ Lits de séchage.

Dans le contexte climatique de la ville de Podor, la technologie des lits de séchage non plantés serait plus appropriée. La bonne insolation et la bonne évaporation donne les lits de séchage non plantés comme étant l'option la plus avantageuse.

En effet, les principaux inconvénients des lits plantés c'est qu'ils nécessitent du faucardage annuel ou pluriannuel et la régularité de l'alternance de l'alimentation.

V.2 PROPOSITIONS ORGANISATIONNELLES EN MATIERE DE REUTILISATION DES EAUX USÉES

V.2.1 EXIGENCES EN QUALITÉ DES EAUX ÉPURÉES ET NORMES D'IRRIGATION

L'utilisation des eaux épurées présente des contraintes qu'il faut gérer et des limites qu'il faut maîtriser. En effet, quelques composantes des eaux usées ont des inconvénients, tels que micro-organismes pathogènes, les métaux lourds et les polluants organiques. Certains constituants sont bénéfiques pour la fertilisation des sols, apportant matière organique, azote, phosphore et potassium. Par contre, des concentrations importantes d'effluents industriels ou des effluents à forte salinité présentent des limites sérieuses à la réutilisation des eaux usées épurées.

V.2.1.1 LA SALINITE

Le principal critère d'évaluation de la qualité d'une eau dans la perspective d'un projet d'irrigation est sa concentration totale en sels solubles. Selon la littérature, on estime que la concentration en sels de l'eau usée excède celle de l'eau du réseau d'alimentation de quelques 200 à 300 mg/L, sauf dans le cas de pénétration d'eaux saumâtres dans les réseaux d'assainissement ou lors de collecte d'eaux industrielles.

Etant donné que la ville de Podor est alimentée à partir d'une station de traitement sur le fleuve Sénégal, la conductivité de départ de l'eau ne posera pas de limites après son utilisation domestique et son rejet comme effluent. Par ailleurs, il n'y a pas de risque d'enrichissement important en sels de ces eaux potables ni au niveau domestique ni par des effluents industriels, ni lors de leur transit en tant qu'effluents dans les réseaux d'assainissement.

V.2.1.1.1 Effets de la salinité sur les cultures :

L'accumulation des sels dans le sol ralentit la croissance des végétaux ; l'augmentation de la pression osmotique dans la solution du sol diminue l'eau disponible pour les plantes puisque la force de succion de la plante ne dépasse pas une certaine valeur.

L'accumulation des sels dans le sol dépend de la nature de ce dernier. Un sol argileux retiendra trois fois plus de sels qu'un sol sableux, s'ils sont traversés tous deux par une eau de salinité donnée (J. BOULAIN, 1978). Par ailleurs, le seuil de toxicité des sels diffère selon les espèces végétales ; les cultures maraîchères sont par exemple beaucoup plus sensibles à la salinité que les grandes cultures ou les fourrages. Le Tableau ci-dessous indique les limites supérieures de la salinité des eaux d'irrigation en fonction des cultures et des types de sols.

Tableau 3 : Comparaison des différents procédés de traitement Limites d'emploi des eaux salines pour différentes cultures et classes de texture des sols (J. BOULAIN, 1978)

Texture du sol	Culture	Limite supérieure de salinité des eaux d'irrigation (g/L)
Sable	Cultures maraîchères	6
	Grandes cultures	8,5
	Fourrages	10
	Palmier	13
Limon sableux	cultures maraîchères	3,5
	Grandes cultures	4,5
	Fourrages	5,5
	Palmier	7,5
Limon	cultures maraîchères	2,5
	Grandes cultures	3,5
	Fourrages	3,8
	Palmier	6
Limon argileux	cultures maraîchères	1,8
	Grandes cultures	2,3
	Fourrages	2,7
	Palmier	4,5
Argile	cultures maraîchères	1
	Grandes cultures	1,2
	Fourrages	1,4
	Palmier	2,3

D'après le tableau ci-dessus et indépendamment de leur qualité microbiologique, les eaux dont la salinité dépasse 2,5 g/L ne peuvent être utilisées pour les cultures maraîchères, sauf lorsque les sols sont constitués de sables ou de limons sableux. En outre, lorsque les concentrations en sels dissous dépassent 3,5 g/L, ces eaux ne peuvent plus être employées pour les grandes cultures et les fourrages sauf également lorsque les sols sont sableux.

V.2.1.2 LES MATIERES EN SUSPENSION

Les eaux usées brutes contiennent des concentrations importantes en MES, de l'ordre de 400 mg/L en moyenne. Suivant la filière de traitement et le dimensionnement des ouvrages de clarification de la station d'épuration, l'abattement des matières en suspension peut atteindre des rendements supérieurs à 90%. En revanche, pour les stations d'épuration en lagune naturel, la concentration en MES est comme élevée ce qui présente un risque de colmatage en cas d'utilisation de l'irrigation par aspersion.

V.2.1.3 LA CHARGE MICROBIENNE

Les exigences de qualité et les critères pour l'irrigation varient selon les pays et l'objectif de réutilisation. Les directives de l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) distinguent trois catégories de qualité d'eau (Qualité A, B et C) et les normes à respecter pour les trois catégories de contraintes sanitaires C, B et A exprimant des risques croissants liés aux types d'utilisation projetées et aux modalités d'irrigation (voir tableau ci-dessous).

Tableau 18: Directives de qualité microbiologique recommandées pour l'utilisation des eaux usées en agriculture (a)

Catégorie	Conditions de réutilisation	Groupe exposé	Nématodes intestinaux (b) (moyenne arithmétique du nombre d'œufs par litre (c))	Coliformes fécaux (moyenne géométrique du nombre par 100 ml (c))	Procédé de traitement des eaux usées susceptible d'assurer la qualité microbiologique voulue
A	Irrigation des cultures destinées à être consommées crues, des terrains de sport, des jardins publics (d)	Ouvriers agricoles Consommateurs Public	Moins de 1	Moins de 1000 (d)	Une série de bassins de stabilisation conçus de manière à obtenir la qualité microbiologique voulue ou tout autre procédé de traitement équivalent
B	Irrigation des cultures céréalières, industrielles et fourragères, des pâturages et des plantations d'arbre (e)	Ouvriers agricoles	Moins de 1	Aucune norme n'est recommandée	Rétention de bassins de stabilisation pendant 8-10 jours ou tout autre procédé permettant une élimination équivalente des helminthes et des coliformes fécaux

C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B si les ouvriers agricoles et le public ne sont pas exposés	Aucun	Sans objet	Sans objet	Traitement préalable en fonction de la technique d'irrigation, mais au moins une décantation primaire
---	--	-------	------------	------------	---

- Dans certains cas, il faut tenir compte des conditions locales épidémiologiques, socioculturelles et environnementales et modifier les directives en conséquence.
- Ascaris, Trichuris et ankylostomes
- Durant la période d'irrigation
- Une directive plus stricte (Moins de 200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour les pelouses avec lesquelles le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.
- Dans le cas des arbres fruitiers, l'irrigation doit cesser deux semaines avant la cueillette et aucun fruit tombé ne doit être ramassé. Il faut éviter l'irrigation par aspersion

V.2.1.4 SUBSTANCES NUTRITIVES

L'azote, le phosphore, le potassium, et les oligo-éléments, le zinc, le bore et le soufre, indispensables à la vie des végétaux, se trouvent en quantités appréciables, mais en proportions très variables par rapport aux besoins de la végétation, dans les eaux usées épurées ou non. D'une façon générale, une lame d'eau résiduaire de 100 mm peut apporter à l'hectare :

- ✓ de 16 à 62 kg d'azote,
- ✓ de 2 à 69 kg de potassium,
- ✓ de 4 à 24 kg de phosphore,
- ✓ de 18 à 208 kg de calcium,
- ✓ de 9 à 100 kg de magnésium,
- ✓ de 27 à 182 kg de sodium.

Dans certaines circonstances, ces éléments peuvent être en excès par rapport aux besoins de la plante et provoquer des effets négatifs, aussi bien au niveau de la culture que des sols. Un contrôle périodique de la quantité de nutriments présents dans l'effluent est nécessaire afin d'en tenir compte lors du calcul des besoins en fertilisants des cultures irriguées.

V.2.1.5 CONCENTRATIONS MAXIMALES EN ELEMENTS TRACES

Le tissu industriel et semi-industriel de la ville de Podor est peu développé pour pouvoir constituer une source de contamination pour les milieux récepteurs. Dans ce cas, les concentrations en métaux lourds dans les eaux résiduaires sont faibles et ne constituent pas un facteur limitant à la réutilisation des eaux usées en irrigation.

V.2.2 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Il y a lieu de remarquer que la réutilisation des eaux usées en agriculture, en vue de l'irrigation de maraîchage, est susceptible de générer des risques sanitaires importants, sauf si le traitement des eaux

usées est porté à un niveau dit tertiaire intégrant une décontamination microbiologique. En outre, sur le plan microbiologique le lagunage naturel retenu pour Podor permet une élimination importante (3 à 4 unités log) des germes contenus dans les eaux brutes en période de fort ensoleillement. Son efficacité peut être sensiblement réduite en période hivernale, lorsque la température devient faible. De même, une altération importante de l'efficacité de la désinfection du lagunage peut être notée lors de remise en suspension des sédiments par de fortes précipitations.

En plus, le lagunage de maturation présente un inconvénient c'est que l'effluent en sortie des bassins de maturation est souvent chargé en MES, essentiellement constitués d'algues, et présente par conséquent des valeurs de DBO₅ pouvant dépasser les normes de rejet. De plus, l'augmentation de la salinité à cause de l'évaporation de l'eau peut ne pas être négligeable, et dépend du temps de séjour dans les lagunes et des conditions climatiques.

Il est à signaler que l'article L76 de la loi n°2009-24 portant sur le Code de l'Assainissement précise que dans le cas d'une réutilisation, la qualité des eaux traitées doit être conforme aux recommandations de l'organisation mondiale de la santé, notamment en ce concerne

- ✓ la teneur en Coliformes fécaux qui doit être inférieure ou égale à 1000 UFC/100 ml dans le cas de l'irrigation restreinte
- ✓ la teneur en œufs de nématodes qui doit être inférieure ou égale à un œuf viable/litre aussi bien dans le cas de l'irrigation restreinte que dans le cas de l'irrigation non restreinte

C'est ce deuxième critère qui n'est facile à atteindre. En effet, ce taux d'œufs de nématodes ne peut pas être atteint pas les bassins de maturation. Un traitement complémentaire (oxydation, chloration, UV,...) sera nécessaire.

En cas de réutilisation, les cultures recommandées en l'absence d'un tel traitement excluent les cultures maraîchères sont les suivantes, sans que la liste ci-dessous soit exhaustive pour le cas du Sénégal :

- ✓ *Les cultures industrielles*
- ✓ *Les cultures céréalières*
- ✓ *Les cultures fourragères*
- ✓ *Les arbres fruitiers à condition qu'ils ne soient pas irrigués par aspersion*
- ✓ *Les arbustes fourragers*
- ✓ *Les arbres forestiers*
- ✓ *Les plantes florales ou à usage industriel*

Ainsi, tout plan de développement d'une agriculture irriguée avec des eaux épurées, doit prendre en compte les risques sanitaires induits, et s'appuyer sur une législation claire en la matière.

Pour la ville de Podor et avec la disponibilité des eaux du fleuve Sénégal, il n'est pas certain de trouver des agriculteurs qui acceptent d'irriguer leurs parcelles par les eaux épurées avec les risques potentiels qu'engendrent cette réutilisation.

V.3 IDENTIFICATION DES VARIANTES D'ASSAINISSEMENT EAUX USEES

V.3.1 LE ZONING DE LA VILLE POUR L'ÉVOLUTION DE LA POPULATION ET DE L'ASSAINISSEMENT À MOYEN ET LONG TERME

L'évolution de l'assainissement dans la ville de Podor a été étudiée sur la base des taux actuels d'urbanisation de la ville. Ces taux ont été évalués à partir des plans actuels de la ville avec délimitation des quartiers et indication des superficies occupées. Une hypothèse de l'évolution des taux d'urbanisation a été ensuite établie sur la base des plans de lotissement.

A signaler que la ville de Podor ne dispose pas pour le moment de plan directeur d'urbanisme sur la période couvrant 2018 et 2030. C'est la raison pour laquelle l'étude de l'extension de la ville s'est basée essentiellement sur le Plan d'Investissement Communal (PIC 2012-2017).

Cette évolution tient compte des possibilités de densification des quartiers déjà urbanisés et de l'extension de l'urbanisation dans les zones moins denses situées dans les périphéries. Comme hypothèse, on admet que le taux d'urbanisation augmente de 2 à 10 % tous 5 ans.

Pour Podor le développement de la ville se fait vers les quartiers de Sinthiane et Souima, aux extrémités de la ville qui peuvent encore s'étendre, mais de manière limitée. Il est prévisible, compte tenu de cette situation, que l'accroissement futur de la population de Podor se fera dans ces deux quartiers, et modifiera sensiblement la répartition de la population à moyen ou long terme.

On considère qu'en 2030, tout l'espace du lotissement prévu par la commune dans cette zone sera occupé par des habitations et des infrastructures. On estime que le reste des terres situées derrière la digue, est destinée à l'agriculture avec les champs de mil et sorgho actuels et les futurs périmètres irrigués.

Le tableau suivant donne l'évolution des taux d'urbanisation pour les horizons 2020, 2025 et 2030.

Tableau 19 Taux d'urbanisation pour les horizons 2020, 2025 et 2030

Quartier	Pop 2016	Superficie (ha)	Taux d'urbanisation				Pourcentage Pop
			2016	2020	2025	2030	
1- Thioffy	2 762	22,6	75	80	85	90	0,22
2- Lao Demba	3 390	32,4	70	75	80	85	0,27
3- Mbodiène	2 009	21,2	80	85	90	95	0,16
4- Bir Podor	1 255	24,4	80	85	90	95	0,10

5- Sinthiane							
	2 260	67,1	50	55	60	65	0,18
6- Souima	879	85	55	60	65	70	0,07
Total	12 554	253					
Moyenne			68	73	78	83	

Moy= Moyenne arrondie

Notre hypothèse de base est la suivante : seuls les bassins versants qui atteignent un taux d'urbanisation de 50% ou plus nécessitent d'être assainis.

Les données de ces tableaux ont été ensuite exploitées pour définir les priorités d'intervention en fonction des horizons ainsi établis.

❖ EVOLUTION DE LA POPULATION

Les données sur la population ont été recueillies au niveau de la Direction de la Prévision et de la Statistique (données du Recensement Général de la population en 2013).

Nous avons considéré un taux d'accroissement annuel de 2,6 % pour la population de Podor (le rapport du dernier recensement général de la population (RGPHAE 2013), ce qui a permis de déterminer les effectifs de population en 2013 et aux horizons 2020, 2025 et 2030.

Ainsi, les effectifs à une échéance donnée sont déterminés à l'aide de la formule suivante :

$$E_n = E_0 (1 + a)^n$$

E_n = Effectif après n années

E_0 = Effectif de l'année de référence (2013 : dernier recensement général de la population)

a = taux d'accroissement annuel ($a = 2,6 \%$)

n = Nombre d'années de l'échéance du projet à l'horizon donné ;

Ainsi, le tableau donnant les effectifs de population des quartiers de la zone du projet est le suivant :

Tableau 20 Effectifs de population et taux d'urbanisation des quartiers à l'horizon 2020

Quartier	Superficie (ha)	Taux d'urbanisation (2020)	Population (2020)	Densité hab/ha
1- Thioffy	22,6	80	3 067	136
2-Lao Demba	32,4	75	3 764	116
3- Mbodiène	21,2	85	2 231	105
4- Bir Podor	24,4	85	1 394	57
5- Sinthiane	67,1	55	2 510	37
6- Souima	85	60	976	11
TOTAL	253		13 942	
Densité moyenne				77

Tableau 21 Effectifs de population et taux d'urbanisation des quartiers à l'horizon 2025

Quartier	Superficie (ha)	Taux d'urbanisation (2025)	Population (2025)	Densité hab/ha
1- Thioffy	22,6	85	3 490	154
2-Lao Demba	32,4	80	4 283	132
3- Mbodiène	21,2	90	2 538	120
4- Bir Podor	24,4	90	1 586	65
5- Sinthiane	67,1	60	2 855	43
6- Souima	85	65	1 110	13
TOTAL			15 862	
Densité moyenne				88

Tableau 22 Effectifs de population et taux d'urbanisation des quartiers à l'horizon 2030

Quartier	Superficie (ha)	Taux d'urbanisation (2030)	Population (2030)	Densité hab/ha
1- Thioffy	22,6	90	3 948	175
2-Lao Demba	32,4	85	4 845	150
3- Mbodiène	21,2	95	2 871	135
4- Bir Podor	24,4	95	1 795	74
5- Sinthiane	67,1	65	3 230	48
6- Souima	85	70	1 256	15
TOTAL			17 946	
Densité moyenne				99

Ces tableaux ont permis d'établir les plans portant sur les priorités d'assainissement eaux usées (voir Annexe 3).

En passant d'un horizon à un autre, les équipements prévus au niveau des zones déjà assainies (eaux pluviales) sont rénovés et la station de relèvement des eaux pluviales sera reconstruite.

Les hypothèses prises pour l'établissement de l'évolution des infrastructures d'assainissement sont :

En rappel, les objectifs du millénaire pour le développement sont :

Tableau 23 Objectifs du millénaire pour le développement

Objectifs pour 2015	▪ Taux d'accès à l'eau potable	82 % (minimum)
	▪ Taux d'accès assainissement (ménage)	59 % (minimum)
	▪ Taux accès eau potable et assainissement (inf. Education. Santé...)	100 % (minimum)

Suivant les différents horizons, nous prévoyons les taux de raccordement suivants :

Horizon 2020 : Densité à l'ha = 56 hab/ha ; Taux de raccordement = 60 %

Horizon 2025 : Densité à l'ha = 67 hab/ha ; Taux de raccordement = 65 %

Horizon 2030 : Densité à l'ha = 80 hab/ha ; Taux de raccordement = 70 %

D'où le tableau ci-dessus :

Tableau 24 Evolution de l'assainissement à court, moyen et long terme

Horizon	Taux d'urbanisation moyen	Taux de raccordement	Population totale	Population raccordée	Population non raccordée
2020	64	60%	13 942	8 365	5 577
2025	73	65%	15 862	10 310	5 552
2030	83	70%	17 946	12 562	5 384

V.4 STRUCTURATION DES RSEAUX ET PRESENTATION DES VARIANTES

Le périmètre de l'étude a été subdivisé en bassins versants, chaque bassin versant est drainé par un réseau de collecteurs, lesquelles reçoivent, collectent et canalisent vers une station de pompage les débits d'eaux usées à rejeter. Ces stations de pompage refoulent les débits reçus vers la station d'épuration.

A noter ici, contrairement au rapport du PDA de 2000 élaboré par SCANDIA CONSULT, on a voulu éviter les stations de pompage en « cascade » (chaque station refoule vers la station précédente) car par exemple si la station aval tombe en panne cela entraînerait un dysfonctionnement total du système d'assainissement. De même, le nombre de stations de pompage est limité à deux (le calage montre que

les profondeurs des stations n'excèdent pas 6m) pour toutes les variantes contrairement au rapport du PDA de 2000 qui prévoyait jusqu'à six stations.

Pour le tracé de la chaîne principale de transfert, **deux variantes sont proposées** :

- La première variante canalise les eaux usées via un système collectif vers une station d'épuration de type lagunage naturel. Dans les parties faiblement urbanisées de Souyema et Sinthiane où l'on note un faible taux d'urbanisation, nous étudierons la mise en place d'un système d'assainissement autonome (voir Plan en Annexe 3).
- La deuxième variante canalise les eaux usées vers une station d'épuration type lagunage aéré via un système collectif pour les quartiers proche du centre-ville : Thioffy, Bir Podor, Mbodiène et Lao Demba et les parties fortement urbanisées de Souyema et Sinthiane et un système semi-collectif (assainissement petit diamètre) dans les parties faiblement urbanisées de Souyema et Sinthiane (voir Plan en Annexe 3).

A noter que la variante relative à la station d'épuration à boues activées n'a pas été proposée (voir analyse multicritères dans la section V.1.1.3) du fait qu'elle n'est pas adaptée au contexte de la zone du projet car comportant beaucoup d'inconvénients parmi lesquels on peut citer : coûts d'investissement onéreux et circuit d'approvisionnement en réactif très long vu l'éloignement du site par rapport à Dakar.

Le réseau sera du type séparatif afin de permettre le rassemblement et le traitement des eaux usées seules.

En ce qui concerne les conduites d'égout, elles sont très généralement placées sous l'axe des voies et des rues afin de permettre le raccordement de tous les riverains. Les tranchées dans lesquelles elles sont disposées ont une profondeur variable permettant de compenser les inégalités du sol, tout en respectant la pente prévue lors du projet. Il convient d'éviter dans la mesure du possible les tranchées trop profondes.

Lorsque la conduite d'égout est placée à proximité d'une conduite de distribution d'eau potable, elle doit toujours être à une côte inférieure, afin d'éviter la pollution de cette dernière en cas de problèmes d'étanchéité et de perte de pression momentanée sur le réseau de distribution.

Les collecteurs proposés pour la présente étude sont des tuyaux en chlorure de polyvinyle (PVC) pour le réseau gravitaire, PVC ou fonte pour les conduites de refoulement.

VARIANTE 1

Pour cette variante, le Plan Directeur d'assainissement des E.U présente 02 stations de pompage, les bassins versants correspondants ainsi que leurs superficies sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 25 superficies des bassins versants d'eaux usées

Bassin versant	Quartiers concernés	Station de pompage	Superficie (ha) drainée par la SP
BVEU1	Thioffy, Bir Podor et 20% de Souyema	SPEU1	64

BVEU2	Mbodiène, Lao Demba et 50% de Sinthiane	SPEU2	87,2
-------	--	-------	------

Tous les débits d'eaux usées collectées seront acheminés vers la station d'épuration de type lagunage naturel. L'emplacement et la description de cette station seront donnés et détaillés plus loin.

VARIANTE 2

Pour cette variante, le Plan Directeur d'assainissement des E.U présente 02 stations de pompage ; tous les bassins versants et les stations de pompage de la première variante sont maintenus.

Tableau 26 Ssuperficies des bassins versants d'eaux usées et quartiers concernés

Bassin versant	Quartiers concernés	Station de pompage	Superficie (ha) drainée par la SP
BVEU1 et BVEU3	Thioffy, Bir Podor et Souyema	STEU1	132
BVEU2 et BVEU4	Mbodiène, Lao Demba et Sinthiane	STEU2	120,7

Les plans de l'Annexe 3 donnent une schématisation générale du réseau d'eaux usées proposé pour les deux variantes.

V.5 DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE

V.4.1 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRAITEMENT

V.4.1.1 DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

❖ DETERMINATION DES CHARGES DE LA STATION D'EPURATION

La détermination de la qualité des eaux usées de la ville de Podor a été approchée par une investigation bibliographique sur les concentrations des différents paramètres de pollution des eaux usées observés au niveau des stations d'épuration de Richard-Toll, Rufisque et Diourbel.

Le tableau donné ci-après récapitule les concentrations moyennes en DBO₅ en mg/l pour quatre mois de l'année 2016.

Tableau 27 Concentration des eaux usées brutes en DBO₅

Désignation	Richard-Toll	Diourbel	Rufisque	Moyenne
Mars	600	550	950	700
Juin	350	550	1200	700
Septembre	600	400	700	567
Décembre	700	500	750	650
Moyenne	563	500	900	654

Pour l'estimation des charges polluantes une concentration de 650 mg/l en DBO₅ est adoptée. L'examen des analyses des autres paramètres montre que le rapport DCO/DBO₅ est égal à 2,7 alors que le rapport MES/DBO₅ est égal à 0,9 (voir tableau en Annexe 2 qualité des EU).

Le tableau donné ci-après récapitule les charges hydrauliques et polluantes pour le dimensionnement de la station d'épuration et pour les différents horizons :

Tableau 28 Charges hydrauliques et polluantes

Paramètre	Unité	2020	2025	2030
Population totale	hab	11 906	13 546	15 326
Taux de raccordement		60%	65%	70%
Population raccordée à l'égout	hab	7 144	8 805	10 728
Débit d'eaux usées	m ³ /j	323	506	760
Charge en DBO ₅	Kg	210	329	494
Charge en DCO	Kg	1244	1950	2940
Charge en MES	Kg	189	296	445

Il est à noter que cette charge en DBO₅ correspond à 46 g DBO₅/hab.

❖ DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE LA STEP

La station d'épuration comporte un premier bassin profond anaérobie dont le fonctionnement peut être assimilé à celui d'une fosse toutes eaux. Les eaux passent ensuite dans un bassin intermédiaire moins profond dit « facultatif » permettant de faire cohabiter les flores épuratrices anaérobies et aérobies. Le rendement d'élimination de la DBO₅ à l'aval des lagunes anaérobies et facultatives est généralement compris entre 70 et 90 %.

Le dernier bassin qui n'est profond est appelé bassin de « maturation ». Il a pour fonction essentielle l'élimination des coliformes fécaux. Il est appelé aussi lagune de finition.

Comme le développement du réseau d'assainissement de la ville est programmé sur 15 ans, la station d'épuration projetée aura deux filières identiques. La première filière sera mise en eau pendant les premières années de service, alors que la deuxième rentrera en fonctionnement avec l'évolution du développement du réseau.

Le tableau donné ci-dessous récapitule les dimensions des différents bassins.

Tableau 29 dimensions des bassins de la station d'épuration

Désignation	Nombre de bassins	Profondeur d'eau (m)	Volume utile (m ³)	Temps de séjour (jour)
Bassin anaérobie	2	3,5	1 480	3,9
Bassin facultatif	2	1,5	6 480	19
Bassin de maturation	2	1,3	2 000	5,5

A la sortie des bassins de maturation, l'effluent traité passe dans un canal de mesure. La comparaison entre les volumes entrants (volumes pompés) et sortants permet de réaliser un bilan hydrique des ouvrages, pour apprécier les pertes liées à l'évaporation et aux infiltrations. Comme il s'agit de terrain plat, il est probable que nous aurons recours au pompage pour le rejet des eaux épurées au niveau du fleuve.

Des lits de séchage seront également nécessaires pour les boues extraites des bassins anaérobies. Pour un cycle de vidange de deux ans, le nombre de lits nécessaires sera de 18 avec une superficie unitaire de 60 m².

La figure donnée ci-après présente le synoptique de la station de traitement des eaux usées

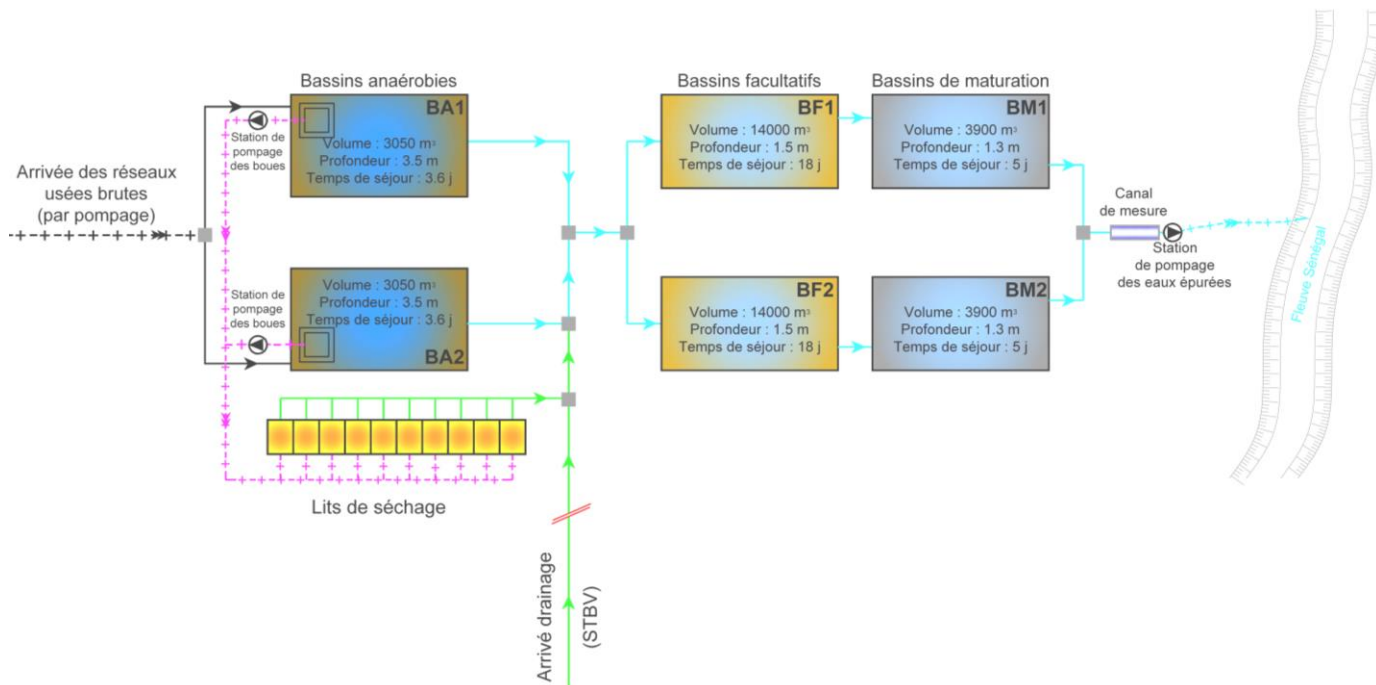


Figure 9 : Synoptique de la station d'épuration des eaux usées

V.4.1.2 REJET DES EAUX EPUREES

Les eaux traitées sont rejetées dans le fleuve Sénégal. Aussi bien pendant la saison sèche qu'humide, le volume rejeté est négligeable devant le débit du fleuve. En effet, il s'agit d'un rejet d'environ 40 l/s. dans un fleuve avec un débit de quelque centaine de m³/s et dont l'effet de dilution sera très important.

En saison sèche, le débit du fleuve diminue, ainsi que le rejet des eaux épurées à cause de la forte évaporation dans les lagunes.

Au niveau du point de rejet, la principale contrainte c'est d'éviter tout contact direct des eaux traitées avec les pêcheurs, les agriculteurs et les animaux. Pour cela, un périmètre de protection doit être défini avec des balises et la conduite de rejet doit être calée nettement en dessous du niveau des plus basses eaux. Il faudra également s'assurer que le rejet se fait en aval de la ville et du site de la station de traitement d'eau potable. Ces mesures nécessitent un contrôle régulier de la qualité des effluents rejetés par les services de gestion des installations et les services d'hygiène.

V.4.1.3 DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE

❖ PRODUCTION DE BOUES DE VIDANGE

- ❖ Le mode d'assainissement répandu au niveau de la ville de Podor est l'assainissement individuel. C'est uniquement 10 % des ménages qui sont équipés de fosses septiques. Actuellement, la vidange de ces fosses est réalisée par un deux tonnes à lisier de la Mairie. Ces effluents sont déversés de façon anarchique dans les champs situés à la périphérie de la ville engendrant alors des nuisances olfactives. C'est à ce niveau que des solutions doivent être trouvées. Pour cela, il est nécessaire d'identifier des sites exclusifs sur le territoire de la commune, dans lesquels on réalise le traitement des boues de vidange. La configuration hydrogéologique des sites éventuels devrait garantir que la nappe phréatique ne soit pas mise en danger.
- ❖ Les quantités de boues produites ont été estimées à partir des valeurs proposées par Blunier et al (2004) : (1litre/jour/habitant pour les fosses septiques et 0,2 litre/jour/habitant pour les latrines sèches).
- ❖ Sur la base d'une production de boue de 1,2 l/hab/j, le volume de boue produit pour les horizons futurs est récapitulé dans le tableau suivant.

Tableau 30 Production de boues de vidange par horizon

Paramètre	Unité	2020	2025	2030
Population totale		11906	13546	15326
Population raccordée à l'égout	Hab	7 144	8 805	10 728
Population à assainissement autonome	Hab	4 762	4 741	4 598
Production journalière de boues par habitant	l/hab/j	1,2	1,2	1,2
Production annuelle de boue	m ³ /an	2 086	2 077	2 014

PDA PODOR

Page 60/121

Production journalière (310 j/an)	m ³ /j	7	7	6
Coefficient de sécurité		2,5	2,5	2,5
Débit de dimensionnement	m ³ /j	16,8	16,7	16,2

La station de traitement de boues de vidange sera dimensionnée pour un débit de 16 m³/j.

❖ CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE LA STBV

Comme la fraction liquide des boues de vidange sera traitée au niveau des lagunes projetées, la STBV sera implantée sur le même site prévu pour la station d'épuration.

La déposante sera composée des ouvrages suivants :

- ✓ Ouvrage de réception des boues de vidange,
- ✓ Canal de dégrillage de largeur 0,5 m,
- ✓ Un bassin de sédimentation/épaississement de volume 32 m³
- ✓ 7 Lits de séchage de surface unitaire 24 m²

Les camions vidangeurs déversent les boues au niveau de l'ouvrage de prétraitement qui comporte un dégrilleur manuel et deux canaux dessableurs parallèles.

A la sortie du prétraitement, les boues sont dirigées vers le bassin de sédimentation/épaississement équipé de pompes au niveau la zone de sur-profondeur. Les boues épaissies seront pompées vers les lits de séchage. Par contre, les eaux de surverse du bassin d'épaississement ainsi que les eaux de drainage des lits de séchage seront acheminées vers les bassins anaérobies de la station d'épuration.

La figure donnée ci-après présente le synoptique de la station de traitement des boues de vidange.

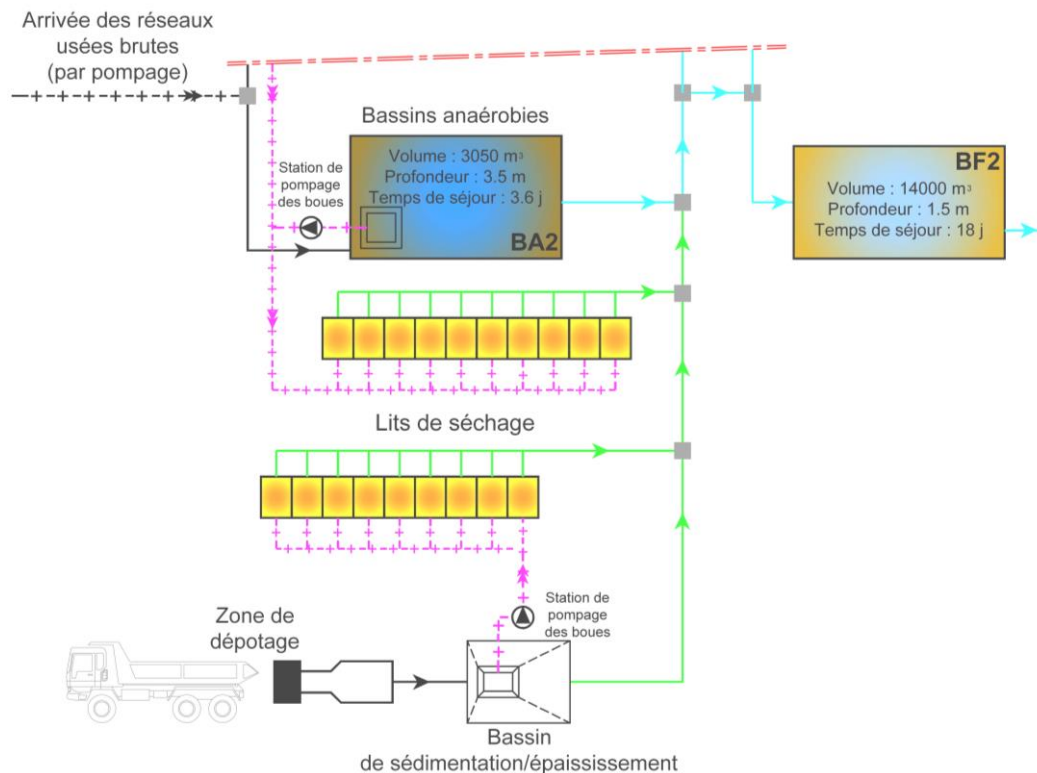


Figure 10 : Synoptique de la station de traitement des boues de vidange

V.4.2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES, GENICIVIL ET EQUIPEMENTS

❖ CRITERS DE DIMENSIONNEMENT

○ Calcul des débits futurs des eaux usées

✓ DONNEES ET HYPOTHESES DE BASE

Les hypothèses suivantes ont été établies et présentées pour le calcul des débits d'eaux usées produits et rejetés.

L'évolution de l'urbanisation se fera par la création de lotissements dans les zones faiblement urbanisées (Souyema et Sinthiane) et la densification des lotissements dans les zones dans les zones moyennement urbanisées.

La densité à l'hectare dans les quartiers de Souyema et Sinthiane (faiblement peuplée présentement) évoluera comme suit :

Horizon	Sinthiane	Souyema
2020	37 habitants à l'Ha	11 habitants à l'Ha
2025	43 habitants à l'Ha	13 habitants à l'Ha
2030	48 habitants à l'Ha	15 habitants à l'Ha

Tandis que pour la consommation ou le débit spécifique par habitant en litre par jour, on a :

Population branchée

Actuel	35 litres par habitant
2020	50 litres par habitant
2025	60 litres par habitant
2030	70 litres par habitant

Population non branchée

Pour la population non branchée, on adopte un débit spécifique constant de **30 litres par jour habitant** pour tous les horizons

Dotations en eau potable

Afin de couvrir les besoins en eau sur toute l'échéance du projet, les effectifs considérés sont ceux des horizons 2020, 2025 et 2030.

Sauf la zone d'extension de Souyema et Sinthiane non encore branchée, le taux de raccordement à l'eau potable est presque de 100 % pour tous les autres quartiers. Toutefois, on suppose que cette zone de Souyema et Sinthiane sera branchée à l'eau potable en 2030. Pour rappel, seuls les quartiers branchés à l'eau potable bénéficieront du réseau d'eaux usées.

Pour les consommations relatives aux commerces, industries et institutions, on considère qu'elles représentent 10% de celles de la population. En outre, en partant de 2020, on considère que leur taux de croissance est égal à celui de la population qui est de 2,6 %.

Ainsi donc les demandes en eau ou consommations en eau (CE) peuvent être déterminées comme suit :

$$CE = DS \times E_P \times C_{pj}$$

- CE : Consommations en eau brutes en m³/j
- DS : Débit spécifique en m³/j
- E_p : Effectifs population
- C_{pj} : coefficient de pointe journalière (C_{pj} = 1.1 pour les localités de population supérieure à 10 000 habitants, ce qui est le cas de Podor)

A noter que d'après les rapports de la SDE, les pertes dans le réseau sont quasi-nulles.

Enfin, le taux de raccordement de la population au réseau d'assainissement eaux usées évoluera et de la manière suivante :

Tableau Taux de raccordement de la population au réseau d'assainissement eaux usées

Actuel	0%
2020	60%
2025	65%
2030	70%

✓ CALCUL DES DEBITS ET VOLUMES PRODUITS

Les débits de pointe et les volumes journaliers d'eaux usées produites sont calculés par bassin versant ou quartier. Ces valeurs dépendent essentiellement du nombre de la population à assainir (taux d'urbanisation et densité à l'Ha) ainsi que du débit spécifique.

Les calculs ont été faits pour les horizons suivants : 2020, 2025 et 2030.

Lors de l'évaluation des débits maximaux, nous avons pris en compte l'accroissement prévisible de la démographie en se basant sur les données démographiques tirées du rapport du dernier recensement RGPHAE 2013 et les débits parasites (branchements pluviaux non contrôlés, eaux de lavage, de nappe etc.).

Nous avons estimé les valeurs de débits moyens journaliers qm applicables aux différents points stratégiques du réseau et auxquels nous avons affecté un facteur de pointe journalière égal à 1,1 et un facteur de pointe horaire égal donné par la formule du génie rural : $cph = 1,5 + 2,5/\sqrt{Qmh}$. Nous prendrons dans la suite cph égale à 2.

Les formules appliquées sont les suivantes :

Population (n^{bre} d'habitants) des zones d'extension = Superficie (ha) x Taux d'urbanisation (%) x Densité (hab/ ha)

Volume journalier produit (m^3/j) = Population x Débit spécifique (l/hab.j) x Taux de rejet (80%) /1000

✓ CALCUL DES DEBITS ET VOLUMES REJETES

Les débits de pointe et les volumes journaliers d'eaux usées rejetées sont obtenus à partir du calcul précédent, en intégrant et en appliquant le taux de raccordement de la population sur le réseau.

Avec :

Volume journalier rejeté (m^3/j) = Volume journalier produit (m^3/j) x Taux de raccordement (%)

$Qp.j$ (débit de pointe jour en l/s) = Volume journalier produit (l/j) x coeff. 1.5 / (24x3600)

Qp ((débit de pointe horaire en l/s)) = 2 x $Qp.j$

A noter que le débit d'équipement des pompes est légèrement supérieure au débit de pointe de 5 à 15%.

Les tableaux ci-après récapitulent les débits de pointe d'eaux usées rejetées par bassin versant ou quartier et par horizon.

A noter que ces tableaux tiennent déjà compte du zoning proposé ci-haut.

❖ Dimensionnement des réseaux gravitaires et stations de pompage- Méthode de calcul hydraulique

Les réseaux gravitaires, concernent les réseaux de conduites collectant les eaux usées au niveau des bassins versants et rejetant dans les stations de pompage.

Le long du tronçon courant du réseau d'eau usée, les conditions d'écoulement sont celles des écoulements à surface libre en régime uniforme ou pseudo – uniforme. La forme utilisée pour déterminer les différentes caractéristiques hydrauliques et géométriques dans une section courante d'un ouvrage hydraulique est celle de Manning-Strickler, dont voici l'expression :

$$Q = K.S.R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Avec :

- Q : Débit en m³/s calculé au droit ;
- K : Coefficient de Manning-Strickler, pris égal à 102 (dans ce cas) ;
- S : Superficie de la section mouillée S ;
- R : Rayon hydraulique = rapport de la superficie mouillée par le périmètre mouillé ;
- i : Pente du fil d'eau.

Dans la conduite d'E.U., l'écoulement est supposé occupant toute la section et la formule devient pour une conduite de diamètre D.

$$Q = 102 \cdot \frac{\Pi D^2}{4} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = 102 \cdot \frac{\Pi D^2}{4} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Soit
$$Q = 31,82 D^{8/3} i^{1/2}$$

❖ Choix du diamètre

Pour le réseau gravitaire d'eaux usées, les conduites de diamètres, à savoir Ø250 - Ø315 - Ø400 - Ø500 - Ø600 et Ø800 sont en PVC

Condition d'auto curage et pente

Limite supérieure

Pour éviter l'érosion des conduites par les matières transportées, il est recommandé de ne jamais dépasser la vitesse de 4 m/s. Cette condition primordiale pour les égouts pluviaux est peu viable pour les égouts d'E.U. puisque les vitesses dépassent rarement 2 m/s.

Limite inférieure

Pour les ouvrages transportant des eaux usées, on cherche autant que possible à éviter le dépôt des matières solides transportées ou à faciliter leur reprise lorsque le débit augmente ; ces conditions traduisent par des limitations inférieures en vitesse moyenne d'écoulement, appelées conditions d'auto curage, car lorsqu'elles sont respectées, permettant pour les débits plus élevés dans l'égout de reprendre et de chasser les dépôts formés par des faibles débits.

Pour le réseau séparatif, les conditions d'auto curage se traduisent par l'obtention d'une vitesse supérieure à 0.3 m/s, pour $Q = Q_m / 10$.

Le réseau de conduites gravitaires a été dimensionné pour l'horizon 2030 (Plan Directeur d'Assainissement). Les tableaux de dimensionnement du réseau gravitaire récapitulent les données suivantes : le nom du collecteur, le cheminement emprunté, la cote file d'eau amont et aval du collecteur, le linéaire, la pente du fil d'eau, le débit à transiter, ainsi que le diamètre du collecteur/conduite.

Les débits transités calculés au niveau des nœuds de calcul, sont récapitulés dans section suivante intitulé « RESULTAT DE DIMENSIONNEMENT »

❖ Les réseaux sous-pression

La conception du refoulement repose, pour un débit donné, sur un compromis entre, d'une part, une canalisation de faible diamètre (de prix réduit !) avec une vitesse assurant l'auto curage mais générant de fortes pertes de charge et d'autre part, une canalisation de fort diamètre avec un coût d'investissement plus élevé, mais des coûts d'exploitation du pompage plus avantageux, à vitesse réduite, avec le risque que l'auto-curage soit moins bien assuré.

La vitesse de refoulement doit être :

- $V \geq 0,6$ m/s, pour assurer l'auto curage des collecteurs. En deçà, il y a sédimentation et encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de section perturbant l'écoulement et augmentant les pertes de charge ;
- $V \leq 2$ m/s, vitesse acceptable par les conduites de refoulement. Au-delà, les conduites peuvent être dégradées et les pertes de charge singulières deviennent très importantes puisqu'elles sont proportionnelles au carré de la vitesse.

Des vitesses supérieures entraînent de très fortes pertes de charge et des turbulences aux points singuliers ; des dispositions particulières seront indispensables dans ce cas.

❖ Vitesse économique – Diamètre économique

Dans la pratique, le choix d'un diamètre optimal conduit à adopter une vitesse moyenne qui dépend en première approximation peu des autres paramètres.

C'est à cette approximation que répond **la formule de Bresse** (Hydraulique Urbaine, par Jacques Bonnin, 1986) :

$$D_m = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad ; \quad (D_m \text{ en mètres ; } Q \text{ en m}^3/\text{s})$$

D'après la même référence, cette formule conduit à une vitesse économique $V_{moy} = 0,566$ m/s, valeur qui est trop faible pour la condition d'auto curage. Il est assez raisonnable d'adopter un diamètre voisin des 2/3 du précédent en prenant :

$$D_m = \sqrt{Q}$$

qui fait apparaître une vitesse économique $V_m = 1,27$ m/s, plus conforme aux conditions d'auto curage pour ce genre de conduites.

Le diamètre retenu pour le dimensionnement de la conduite de refoulement sera le débit le plus proche du débit théorique (D_m).

❖ Pertes de charge linéaires & singulières

Les valeurs des pertes de charges linéaires s'obtiennent à partir des caractéristiques dimensionnelles de la conduite (longueur, diamètre), de la connaissance en plan et profil de la conduite de refoulement par l'application de formules théoriques basées essentiellement sur l'expression générale de Manning Strikler.

$$J = \frac{10,29 \times Q^{1,486} \times L}{K S^{1,486} D^{4,753}}$$

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

Les pertes de charges totales seront la somme arithmétique des pertes de charges linéaires et singulières.

❖ Hauteur géométrique – Hauteur Manométrique Totale

A partir des calculs des pertes de charge linéaires et singulières de la conduite de refoulement et des caractéristiques géométriques exprimées par la hauteur géométrique (H_g en m), la hauteur manométrique totale (HMT) est égale à la somme de celles-ci :

$$HMT = H_g + J(\text{lin.}) + J(\text{sing.})$$

❖ Vitesse

Elle est calculée en fonction du débit refoulé ainsi que du diamètre retenu de la conduite de refoulement, par la formule : $V = Q/S$; S étant la section de la conduite dont le diamètre est retenu.

Cette vitesse ne doit pas excéder les 2 m/s.

❖ Nombre des pompes par station

Le nombre des pompes par station est de 1 à 2 pompes plus une pompe de sécurité laquelle doit assurer au minimum 50% du débit total refoulé.

Le nombre des pompes par station a été estimé de façon à optimiser les travaux et les investissements d'un horizon à un autre.

❖ Calcul du volume de marnage

Le dimensionnement de la bache dépend essentiellement de la fréquence des démarrages que peuvent assumer les pompes.

A formule préconisée pour ce calcul, tenant compte d'un fonctionnement cyclique, s'écrit :

$$V = \frac{Q_p \times t}{4(N-1)}$$

avec :

Q_p : débit en m^3/h

N : nombre de pompes identiques et $(N-1)$ excluant la pompe de secours

T : durée d'un cycle ; $t = 1/n$, avec n le nombre maxi de démarrages par heure

Par hypothèse :

Pour $Q (l/s) < 50 l/s$, le nombre de démarrages est égal à 8.

Pour $Q (l/s) > 50 l/s$, le nombre de démarrages est égal à 6.

❖ Volume total de la bache

Le volume total de la bache dépend de la surface à allouer pour l'installation de l'équipement d'aspiration lequel est assujéti à des dimensions minimales d'entre axes $\geq 2D$, par rapport aux parois $\geq D/2$ et au fond $D/3 \leq z \leq D$. Il dépend également du volume de conservation nécessaire pour éviter le dénoyage et le désamorçage des pompes.

Le tableau de l'annexe 2 récapitule toutes les données géométriques (cotes T.N et File d'Eau) qui ont servi (entre autres) au calcul de la hauteur géométrique.

❖ RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT

○ DEBITS REJETES

Pour le calcul des volumes de rejet, nous adoptons un coefficient de rejet de 0, 80 pour les rejets domestiques.

NB Pour les rejets domestiques, nous avons considéré uniquement la population branchée car ceux qui ne sont pas branchés au réseau eau potable ne peuvent pas bénéficier d'une connexion eau usée.

○ DEBIT DE POINTE HORAIRE A LA CONSOMMATION

Le dimensionnement des canalisations, des stations de pompage et d'épuration se fera pour l'horizon 2030, donc le débit à considérer sera celui de 2030.

Les résultats des calculs de projection pour les rejets des eaux usées et des débits de pointe horaires sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 31 Débits de rejet d'eaux usées et débit de pointe horaire (variante 1)

DESIGNATION	UNITE	PROJECTIONS			
		2016	2020	2025	2030
ANNEE					
POPULATION					
Population totale	hab	12 554	11 906	13 546	15 326
Taux d'accroissement	%	2, 6 %			
Taux de branchement Eau potable	%	80%	85%	90%	95%
Population branché	hab	10 043	10 120	12 192	14 560
Population non branché	hab	2 511	1 786	1 355	766
DOTATIONS					
Population branché	l/j/hab	35	50	60	70
Population non branché	l/j/hab	30	30	30	30
CONSOMMATIONS					
Domestique branché	m3/j	352	506	731	1 019
Domestique non branché	m3/j	75	54	41	23
Commerces et Industries Institutions	m3/j	35	51	73	102
Total Consommations nettes	m3/j	462	610	845	1 144

Total brut avec facteur de pointe journalière 1,1	m3/j	508	671	930	1 258
REJETS (avec coef pointe 1,1)					
Coefficient de rejet		0,8	0,8	0,8	0,8
Taux de raccordement Eaux usées	%	0%	60%	65%	70%
Domestiques	m3/j	0	267	418	628
Commerces, Industries et Institutions	m3/j	0	27	42	63
Total rejet sans eaux parasites	m3/j	0	294	460	691
Eaux parasites (10%)	m3/j	0	29	46	69
Volumes de rejet	m3/j	0	323	506	760

Désignation	Qmj (m3/j)	Qmh (m3/h)	Cph	Qph (m3/h)	Effectif population branché en 2030
Eaux usées	760	31,7	2	63,3	14 560

Tableau 32 Débits de rejet d'eaux usées et débit de pointe horaire (variante 2)

DESIGNATION	UNITE	PROJECTIONS			
		2016	2020	2025	2030
ANNEE					
POPULATION					
Population totale	hab	12 554	13 942	15 862	17 946
Taux d'accroissement	%	2, 6 %			
Taux branchement de Eau potable	%	80%	85%	90%	95%

Population branché	hab	10 043	11 851	14 276	17 049
Population non branché	hab	2 511	2 091	1 586	897
DOTATIONS					
Population branché	l/j/hab	35	50	60	70
Population non branché	l/j/hab	30	30	30	30
CONSOMMATIONS					
Domestique branché	m3/j	352	593	857	1 193
Domestique non branché	m3/j	75	63	48	27
Commerces et Industries Institutions	m3/j	35	59	86	119
Total Consommations nettes	m3/j	462	715	990	1 340
Total brut avec facteur de pointe journalière 1,1	m3/j	508	786	1 089	1 474
REJETS (avec coef pointe 1,1)					
Coefficient de rejet		0,8	0,8	0,8	0,8
Taux de raccordement Eaux usées	%	0%	60%	65%	70%
Domestiques	m3/j	0	313	490	735
Commerces, Industries et Institutions	m3/j	0	31	49	74

Total rejet sans eaux parasites	m3/j	0	344	539	809
Eaux parasites (10%)	m3/j	0	34	54	81
Volumes de rejet	m3/j	0	379	593	890

Désignation	Qmj (m3/j)	Qmh (m3/h)	Cph	Qph (m3/h)	Effectif population branché en 2030
Eaux usées	890	37,1	2	74,1	17 049

Le débit trouvé 2030 est réparti dans les différents quartiers de la zone du projet au prorata de la taille de la population à brancher.

Pour le réseau eaux usées, le taux de raccordement de la population varie selon les horizons et est de l'ordre de 70% en 2030.

Ainsi, en multipliant les débits de pointe horaire figurant dans le tableau ci-dessus par la population du quartier sur la population totale, on peut déterminer ainsi les débits de dimensionnement pour chaque quartier et chaque bassin versant.

Les résultats des différents calculs sont mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau 33 Evaluation des débits des bassins versants et quartiers à desservir (Variante 1)

Bassin versant	Localité	Pop totale 2030	Population quartier	Débit de pointe eaux usées en m3/h	Débit de pointe totale Bassin Versant en m3/h
BV1	Thioffy		3 948	16,3	24,7
	Bir Podor		1 795	7,4	
	une partie de Souyema		251	1,0	
BV2	Mbodiène		2 871	11,9	38,6
	Lao Demba		4 845	20,0	
	une partie de Sinthiane		1 615	6,7	
	Total	15 326		63,3	

Tableau 34 Evaluation des débits des bassins versants et quartiers à desservir (Variante 2)

Bassin versant	Localité	Pop totale 2030	Population quartier	Débit de pointe eaux usées en m3/h	Débit de pointe totale Bassin Versant en m3/h
BV1	Thioffy		3 948	16,3	28,9
	Bir Podor		1 795	7,4	
	Souyema		1 256	5,2	
BV2	Mbodiène		2 871	11,9	45,2
	Lao Demba		4 845	20,0	
	Sinthiane		3 230	13,3	
	Total	17 946		74,1	

Ci-après, le tableau récapitulatif des débits pour l'horizon 2030.

Variante 1

Bassin versant	Superficie (ha)	Localité	Q 2030 (m3/h)
BV1	64	Thioffy	24,7
		Bir Podor	
		Souyema	
BV2	87,2	Mbodiène	38,6
		Lao Demba	
		Sinthiane	
		Total	63,3

Variante 2

Bassin versant	Superficie (ha)	Localité	Q 2030 (m3/h)
BV1	132	Thioffy	28,9
		Bir Podor	
		Souyema	
BV2	120,7	Mbodiène	45,2
		Lao Demba	
		Sinthiane	
		Total	74,1

Le nombre de pompes et les débits d'équipement des pompes sont :

Tableau 35 nombre de pompes et débits d'équipement des pompes (Variante 1)

Bassin Versant	Superficie ha	SP	Qp (m3/h)	N ^{bre} de pompes	Débit Unit. (m3/h)
BVEU1	64	SPEU2	24,7	1 + 1 (Secours)	30
BVEU2	87,2	SPEU1	38,2	1 + 1S	50

Tableau 36 nombre de pompes et débits d'équipement des pompes (Variante 2)

Bassin Versant	Superficie ha	SP	Qp (m3/h)	N ^{bre} de pompes	Débit Unit. (m3/h)
BVEU1	132	SPEU2	28,9	1 + 1 (Secours)	35
BVEU2	120,7	SPEU1	45,2	1 + 1S	55

Les dimensions des collecteurs eaux usées sont les suivants.

Tableau 37 dimensions des collecteurs eaux usées (Variante 1)

Bassin versant	Superficie BV	Tronçon	Débit BV en m3/h	Superficie drainée (ha) par tronçon	Débit drainé par tronçon en m3/s	Rugosité KS	Pente	Diamètre en m	Vitesse en m/s	Diamètre intérieur PVC retenu en m	Diamètre extérieur PVC en mm	vérification vitesse en m/s	Vitesse en m/s à 50 % de remplissage
BV1	64	L- SPEU2	30	64	0,0083	120	0,005	0,158	0,937	0,241	250	1,332	1,636
		N - N1		3,5	0,0005	120	0,005	0,053	0,453	0,241	250	1,332	1,636
		N - N2		9,1	0,0012	120	0,005	0,075	0,598	0,241	250	1,404	1,724
		O - O1		3,4	0,0004	120	0,004	0,055	0,409	0,241	250	1,175	1,443
		O - O2		11,1	0,0014	120	0,005	0,082	0,604	0,241	250	1,332	1,636
		M - M1		13,0	0,0017	120	0,005	0,087	0,629	0,241	250	1,332	1,636
		M - M2		7,5	0,0010	120	0,005	0,071	0,548	0,241	250	1,332	1,636
		N - O		27	0,0035	120	0,005	0,115	0,755	0,241	250	1,332	1,636
		O - M		48	0,0062	120	0,004	0,148	0,791	0,241	250	1,175	1,443
		M - L		64	0,0083	120	0,004	0,166	0,852	0,241	250	1,175	1,443

BV2	87,2	B - SPEU1	50	63,7	0,0101	120	0,005	0,167	1,024	0,241	250	1,404	1,724
		A - A1		23,5	0,0037	120	0,003	0,126	0,659	0,241	250	1,088	1,336
		B4 B5		10,1	0,0016	120	0,003	0,092	0,533	0,241	250	1,088	1,336
		B4 G		4,6	0,0007	120	0,003	0,068	0,437	0,241	250	1,088	1,336
		F B3		9,1	0,0014	120	0,005	0,081	0,629	0,241	250	1,404	1,724

	E B2	7,8	0,0012	120	0,005	0,076	0,605	0,241	250	1,404	1,724
	D B1	6,5	0,0010	120	0,006	0,069	0,619	0,241	250	1,538	1,889
	CB	6,5	0,0010	120	0,005	0,071	0,578	0,241	250	1,404	1,724
	B4 B	40,2	0,0064	120	0,005	0,141	0,912	0,241	250	1,404	1,724
	H I	5,8	0,0009	120	0,005	0,068	0,561	0,241	250	1,404	1,724
	A A2	3,8	0,0006	120	0,004	0,060	0,464	0,241	250	1,256	1,542

Tableau 38 : dimensions des collecteurs eaux (Variante 2)

Bassin versant	Superfici BV	Tronçons	Débit BV en m3/h	Superficie drainée (ha) par tronçon	Débit drainé par tronçon en m3/s	Rugosité KS	Pente	Diamètre en m	Vitesse en m/s	Diamètre intérieur PVC retenu en m	Diamètre extérieur PVC en mm	vérification vitesse en m/s	Vitesse en m/s à 50 % de remplissage
BV1	132	L- SPEU2	35	64	0,0047	120	0,005	0,128	0,812	0,241	250	1,332	1,636
		N -N1		3,5	0,0003	120	0,005	0,043	0,393	0,241	250	1,332	1,636
		N - N2		9,1	0,0007	120	0,005	0,060	0,519	0,241	250	1,404	1,724
		O - O1		3,4	0,0003	120	0,004	0,045	0,355	0,241	250	1,175	1,443
		O - O2		11,1	0,0008	120	0,005	0,066	0,524	0,241	250	1,332	1,636
		M - M1		13,0	0,0010	120	0,005	0,070	0,545	0,241	250	1,332	1,636
		M - M2		7,5	0,0006	120	0,005	0,057	0,475	0,241	250	1,332	1,636
		N - O		27	0,0020	120	0,005	0,093	0,655	0,241	250	1,332	1,636
		O - M		48	0,0035	120	0,004	0,120	0,686	0,241	250	1,175	1,443
		M - L		64	0,0047	120	0,004	0,134	0,739	0,241	250	1,175	1,443
		P3 P5		17	0,0013	120	0,005	0,078	0,583	0,100	110	0,740	1,636
		P3 P4		17	0,0013	120	0,004	0,082	0,531	0,100	110	0,652	1,443
		P2 P1		17	0,0013	120	0,005	0,078	0,583	0,100	110	0,740	1,636
		L L1		17	0,0013	120	0,005	0,078	0,583	0,100	110	0,740	1,636
		P L		68	0,0050	120	0,004	0,137	0,751	0,100	110	0,652	1,443
		BV2		120,7	B - SPEU1	55	63,7	0,0081	120	0,005	0,153	0,966	0,241
A - A1	23,5		0,0030		120		0,003	0,116	0,622	0,241	250	1,088	1,336
B4 B5	10,1		0,0013		120		0,003	0,084	0,503	0,241	250	1,088	1,336
B4 G	4,6		0,0006		120		0,003	0,063	0,412	0,241	250	1,088	1,336
F B3	9,1		0,0012		120		0,005	0,074	0,594	0,241	250	1,404	1,724
E B2	7,8		0,0010		120		0,005	0,070	0,572	0,241	250	1,404	1,724
D B1	6,5		0,0008		120		0,006	0,063	0,585	0,241	250	1,538	1,889
CB	6,5		0,0008		120		0,005	0,065	0,546	0,241	250	1,404	1,724
B4 B	40,2		0,0051		120		0,005	0,129	0,861	0,241	250	1,404	1,724
H I	5,8		0,0007		120		0,005	0,062	0,530	0,241	250	1,404	1,724
A A2	3,8		0,0005		120		0,004	0,055	0,438	0,241	250	1,256	1,542
A1 A6	13,4		0,0017		120		0,005	0,085	0,655	0,100	110	0,780	1,724
A3 B7	3,4		0,0004		120		0,004	0,053	0,426	0,100	110	0,697	1,542
A4 A5	3,4		0,0004		120		0,003	0,056	0,382	0,241	250	1,088	1,336
B5 B6	13,4		0,0017		120		0,004	0,089	0,602	0,100	110	0,697	1,542

Pour les stations de pompage, les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 39 Diamètres conduites de refoulement

Volet	Variante	Station de pompage	Débit pompe forage en m ³ /h	Diamètre Théorique en m	Diamètre nominal PVC standard en mm	Diamètre intérieur standard en m	Nature conduite	Vérification vitesse en m/s
Eaux usées	Variante 1	SPEU 1	50	0,133	160,00	0,1476	PVC PN 10	0,81
		SPEU 2	30	0,103	160,00	0,1476	PVC PN 10	0,49
	Variante 2	SPEU 1	55	0,140	160,00	0,1476	PVC PN 10	0,57
		SPEU 2	35	0,111	160,00	0,1476	PVC PN 10	0,89

Tableau 40 Caractéristiques des pompes, transformateur et groupe électrogène

Station de pompage	Débit pompe forage en m ³ /h	Diamètre en m	Delta Z (m)	Longueur refoulement (m)	Δ H(m)	HMT	Puissance hydraulique (kw)	Puissance absorbée (kw)	Puissance moteur (kW)	Puissance appelée (kVA)	Ptransfo (kVA)	Pgroupe Théorique (kVA)	Puissance groupe Normalisé (kVA)
SPEU1 variante 1	50	0,1476	10,7	2850	13,165	23,9	3,3	4,3	5,4	21,8	35,4	42,5	60,0
SPEU2 variante 1	30	0,1476	9,2	1300	3,416	12,6	1,0	1,4	1,7	6,9	11,2	13,5	25,0
SPEU1 variante 2	55	0,1476	10,7	2850	15,615	26,3	3,9	5,3	6,6	26,5	43,0	51,6	60,0
SPEU2 variante 2	35	0,1476	11,2	1300	4,107	15,3	1,5	1,9	2,4	9,8	15,9	19,1	40,0

V.5 ALIMENTATION ENERGETIQUE DES STATIONS DE POMPAGE

L'alimentation électrique des stations de pompage va comprendre entre autres équipements :

- Une amenée de courant par un réseau MT (Moyenne tension) ;
- Des Postes MT/BT (moyenne tension/basse tension) avec divers raccordements électriques et accessoires ;
- Un Tableau général basse tension (TGBT) avec coffrets divisionnaires ;
- Une alimentation de secours (groupe électrogène).

Le raccordement des installations sur le réseau électrique basse tension comprendra :

- a) Réseau Moyenne Tension
 - Tension réseau = 30 KV
 - Tension d'isolement = 36 KV
 - Tension réseau = 6,6 KV
 - Tension d'isolement = 24KV
- b) Antenne de dérivation

L'antenne qui doit alimenter les stations de pompage sera constitué de :

- Ensemble de dérivation du réseau MT vers l'antenne
- Poteau IPE 12 m avec interrupteur aérien à commande manuelle (IACM) et accessoires.
- Poteau béton 12 B 2000
- Poteau béton 12 B 1250
- Poteaux béton AR 400
- Armements en nappe simple ancrage muni de 9 isolateurs F70_127 DC, 3 étriers de 16 70 240,3 œillets OR 12,3 ball sockets B 12 ,6 pinces ancrage et accessoires de fixation pour poteau d'arrêt
- Armement en nappe double ancrage avec tube galvanisé sur IPE 330 muni de 18 isolateurs F70_127 DC ,6 étriers de 16 70 240 ; 6 œillets OR 12 ,6 ball sockets B12, 6 pinces d'ancrage et accessoires de fixation pour poteaux d'angle au poteau (IACM)
- Armement en nappe simple ancrage muni d'un ensemble de 3 chaînes d'isolateurs d'ancrage avec dispositif anti-oiseaux et accessoires de fixation.
- Câble Moyenne Tension 3 x 54, 6mm² Almelec
- Poteau IPE 12m avec transformateur aérien H61
- Jeu de parafoudres
- Mises à la terre
- Disjoncteur BT
- Tableau comptage.
-

V.6 COÛTS D'INVESTISSEMENT

Les tableaux de l'Annexe 1 présentent un avant métré sommaire plus une estimation financière des travaux à réaliser. Il s'agit des coûts des ouvrages (stations de pompage et stations d'épuration), du réseau de collecte gravitaire et du réseau de refoulement.

❖ COUT DE LA STATION D'EPURATION

Pour l'estimation du coût d'investissement de la station d'épuration, nous nous sommes basés sur le prix unitaire de traitement du m³ d'eau usée. Ce prix a été déduit à partir de récent réalisation de l'ONAS. Il s'agit bien entendu de station d'épuration ayant comme procédé le lagunage naturel.

Le tableau donné ci-dessous récapitule le coût de réalisation de certaines stations d'épuration au Sénégal.

Tableau 41 Coût de réalisation de certaines stations d'épuration

Ville	Charge hydraulique (m ³ /j)	Coût de réalisation (FCFA)	Coût du traitement du m ³ (FCFA)	Coût moyen du traitement du m ³ (FCFA)
MBOUR	1600	663 577 252	414 736	564 502 (*)
RICHARD-TOLL	1035	1 085 000 000	1 048 309	
DIORBEL	1600	1 142 830 085	714 269	

(*) La station de Richard-Toll n'a pas été prise en compte au niveau du calcul du coût moyen étant donné qu'elle est située en zone basse ce qui a nécessité des travaux de terrassement très importants. Ces derniers ont affecté d'une manière notable les frais d'investissement.

En se basant sur le prix unitaire de 564 502 FCFA, le coût d'investissement de la station d'épuration de la ville de Podor pour la variante retenue s'élève à environ **430 000 000 FCFA**.

❖ COUT DE LA STATION DE TRAITEMENT DES BOUES DE VIDANGE

Pour l'estimation des frais d'investissement de la déposante, nous nous sommes basés sur les coûts de récentes réalisations de l'ONAS.

Le tableau donné ci-dessous récapitule le coût de réalisation de certaines stations de traitement de boues de vidange au Sénégal.

Tableau 42 : Coût de réalisation de certaines déposantes

Ville	Débit de dimensionnement (m ³ /j)	Coût de réalisation (K FCFA)
RICHARD-TOLL	30	125 000
DIORBEL	60	245 416
TIVAOUANE	80	339 161

A partir de ce tableau, nous avons établi l'ajustement ci-dessous pour déterminer le coût d'investissement de la déposante projetée.

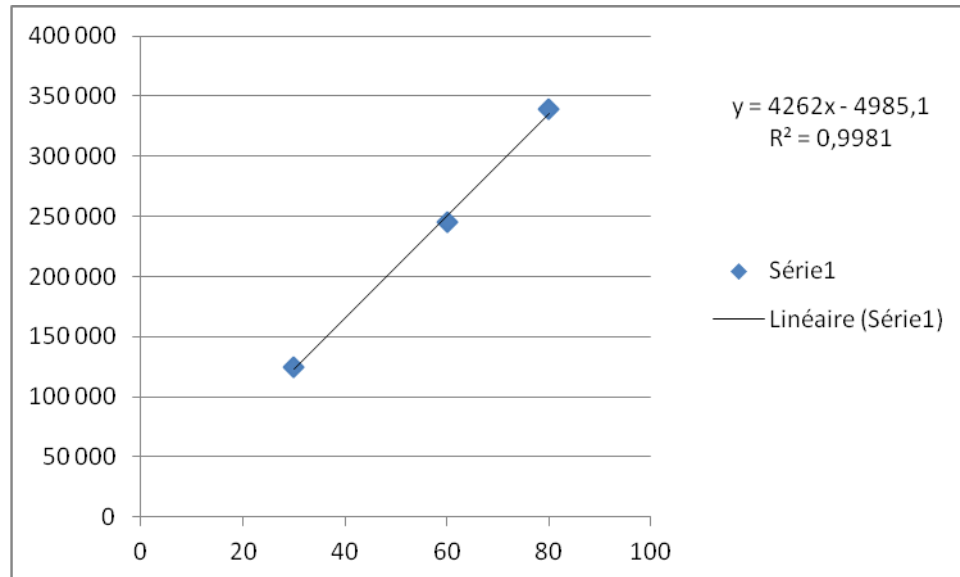


Figure 11 : Ajustement coût de déposante en fonction du débit

Le coût d'investissement de la déposante de la ville de Podor s'élève à environ **64 000 000 FCFA**.

❖ COUT DES STATION DE POMPAGE ET DES RESEAUX ET EQUIPEMENTS

Les estimations financières ont été établies sur la base de prix de référence de projets récents tirés du rapport d'actualisation du PDA liquide de Dakar à l'horizon 2025 et de divers rapports d'assainissement.

En effet, la majeure partie des prix unitaires sont issus de marchés de travaux récents (Drainage des eaux pluviales de Pikine), d'études similaires (Baie de Hann, Plan directeur de drainage) et d'études d'assainissement réalisées à Cité Soleil, Fatick et Richard Toll. Les prix sont exprimés en FCFA Hors Taxes. Pour les références de prix de Dakar, une majoration de 10 % a été adoptée pour tenir compte du transport des matériels, matériaux et équipement.

Ces prix de référence peuvent se résumer comme suit.

- **Terrassement**

Le poste terrassement est relatif à l'exécution des terrassements nécessaires pour la pose de canalisations, détaillé en quatre composantes : fouilles, remblais avec apport de sables de dunes, évacuation des déblais excédentaires et remblais en tout venant. Le montant des fouilles dépend principalement de la profondeur de pose des conduites. Les composantes du poste terrassement sont évaluées par tranche de profondeurs et/ou par mètre cube.

- **Travaux sous chaussée**

Ce prix rémunère l'ouverture de tranchée sur chaussée y compris la reprise des chaussées selon les spécifications techniques de l'agence de Gestion des routes du Sénégal (AGEROUTE). Elle est évaluée au mètre carré : 30 000 FCFA/ m².

Tableau 43 Prix unitaire des terrassements

Tranches de profondeur	Prix unitaire en FCFA / m ³			
	Fouilles	Lit de pose	Evacuation des déblais excédentaires	Remblais avec sable d'apport
Prof <= 1.50 m	1 000	8 000	1 500	1 000
1.50 m < Prof <= 2.50	6 000			
2.50 m < Prof <= 4.00	8 000			

- **Epuisement de nappe**

Ce prix rémunère l'épuisement de nappe dans les tranchées ouvertes pour la pose des conduites. Il est évalué au mètre cube de tranchée : 15 000 FCFA/m³ pour une largeur moyenne de tranchée de 1m et pour une profondeur déterminée à partir du niveau de la nappe y compris mise en place de blindages et de palplanches si nécessaire.

Tableau 44 Evaluation des prix de tranchée au mètre linéaire

Prix de tranchée en FCFA au mètre linéaire					
DN	Profondeur			Plus-values	
	1,5 - 2,5 m	2,5 - 4 m	moyenne	chaussée	nappe (*)
250/300	18 600	35 100	26 850	45 000	22 500
400	20 200	37 800	29 000	48 000	24 000
500	21 800	40 500	31 150	51 000	25 500
600	23 500	43 300	33 400	54 000	27 000
700	27 900	51 000	39 450	63 000	31 500
800	29 600	53 800	41 700	66 000	33 000
900	31 500	56 800	44 150	69 000	34 500
1000	33 400	59 800	46 600	72 000	36 000
1100	35 400	62 900	49 150	75 000	37 500
1200	37 500	66 100	51 800	78 000	39 000
1400	41 800	72 600	57 200	84 000	42 000

Tableau 45 Prix unitaires fourniture et pose de conduites en PVC gravitaires

Ce prix rémunère la fourniture, le transport et la pose des conduites en PVC pour toutes profondeurs.

Diamètre et matériau	Prix unitaire en FCFA / ml
Gravitaire série assainissement	
DN 110 PVC	3 400
DN 160 PVC série assainissement	4 800
DN 200 PVC série assainissement	8000
DN 250 PVC série assainissement	9 500
DN 315 PVC série assainissement	15 000
DN 400 PVC série assainissement	35 200
DN 500 PVC série assainissement	60 000
DN 630 PVC série assainissement	82 000

Tableau 46 Prix fourniture et pose de conduites en béton armé

Ce prix rémunère fourniture, transport et pose de conduites en BA série 135 A pour toutes profondeurs.

Diamètre	Prix unitaire en FCFA / ml
DN 400	36 000
DN 500	49 000
DN 600	64 000
DN 800	97 000
DN 1000	134 000
DN 1200	175 000
DN 1400	219 000

Tableau 47 Prix unitaire des regards de visite

Ce prix rémunère la construction de regard de visite en béton armé y compris les terrassements nécessaires (fouilles, remblais en tout venant, évacuation des déblais excédentaires).

Types	Prix unitaire FCFA / unité
Type 1 : 0.80m x 0.80m, profondeur <= 1.50 m	225 000
Type 2 : 1m x 1m, 1.50m< profondeur <= 2.50 m	320 000
Type 3 : 1.20 x 1.20, profondeur > 2.50 m	530 000

Tableau 48 Prix des tampons en fonte

Ce prix rémunère la fourniture et pose de tampon en fonte de diamètre 60 cm.

Types	Prix unitaire FCFA / unité
Tampon en fonte série lourde	125 000
Tampon en fonte série semi-lourde	98 000
Tampon en fonte série légère	75 000

- **Branchements pour le collectif**

Ce prix prend en compte les branchements domiciliaires depuis le regard de branchement situé à la périphérie de la concession jusqu'à la conduite. Il est évalué à 400 000 FCFA par unité, y compris conduites de branchement de diamètre 160 mm en PVC type assainissement, de longueur n'excédant pas 25 m, plaque en fonte type ONAS, terrassement, lit de pose et toutes sujétions.

- **Branchements pour le semi collectif**

Ce prix prend en compte les branchements domiciliaires pour les zones desservies par un système semi collectif. Il est évalué à 347 000 FCFA par unité, et comprend la fourniture et pose d'une conduite de branchement de diamètre 110 en PVC type assainissement de longueur n'excédant pas 25 m y compris (terrassement, lit de pose et toutes sujétions), ainsi que la fosse septique.

- **Réseaux tertiaires et assainissement autonome**

Le tableau ci-dessous récapitule les ratios de mise en place d'un dispositif d'assainissement dans les quartiers (réseaux tertiaires ou assainissement autonome) en fonction du type d'habitat. Ces ratios sont issus des APS spécifiques réalisés dans le cadre de la mission B.

- **Réseaux tertiaires et assainissement autonome**

Le tableau ci-dessous récapitule les ratios de mise en place d'un dispositif d'assainissement dans les quartiers (réseaux tertiaires ou assainissement autonome) en fonction du type d'habitat. Ces ratios sont issus des APS spécifiques réalisés dans le cadre de la mission B.

Tableau 49 ratios de mise en place d'un dispositif d'assainissement

Type d'habitat	Type d'assain.	Ratio FCFA / ha	Ratio FCFA / hab.
Spontané irrégulier	Semi collectif	41 000 000	58 000
Spontané régulier	Collectif	23 600 000	340 000
Spontané régulier	Autonome	3 200 000	47 000
Villas	Collectif	32 300 000	1 198 000
Villas	Autonome	3 900 000	144 000
Immeubles	Collectif	28 100 000	196 000

Ces ratios peuvent être appliqués aux différentes zones de la ville selon leur type d'habitat. La connaissance de la nature et de l'étendue des VRD ainsi que du niveau moyen de la nappe permettront de définir les éventuels facteurs de modulation à appliquer selon les quartiers.

Canaux rectangulaires revêtus

Le tableau suivant donne des prix unitaires de canaux enterrés.

Tableau 50 Prix unitaires des canaux enterrés

Section (m2)	Prix unitaire en FCFA/ml	
	Canal enterré (fermé)	Canal à ciel ouvert
0.25	88 688	59 248
0.36	102 672	69 552
0.49	116 840	80 040
0.64	131 192	90 712
0.81	145 728	101 568
1.00	160 448	112 608
1.21	175 352	123 832
1.44	190 440	135 240
1.56	198 260	139 380
1.68	206 080	143 520
1.80	213 900	147 660
1.92	221 720	151 800
2.04	229 540	155 940
2.16	237 360	160 080
2.28	245 180	164 220
2.40	253 000	168 360
2.64	329 360	176 640
3.00	361 100	189 060
3.24	382 260	197 340
3.60	414 000	209 760
4.20	466 900	230 460
4.80	519 800	251 160

Conduites de refoulement**Tableau 51 Fourniture et pose de conduites pressions en fonte ductile**

Ce prix rémunère la fourniture, le transport et la pose de conduites en fonte ductile, pour toutes profondeurs.

Diamètre et matériau	Prix unitaire en FCFA / ml
DN 300 fonte ductile	57 000
DN 350 fonte ductile	63 000

DN 400 fonte ductile	70 000
DN 500 fonte ductile	94 000
DN 600 fonte ductile	125 000
DN 700 fonte ductile	167 000

Tableau 52 Prix unitaires fourniture et pose de conduites PVC pression

Ce prix rémunère la fourniture, le transport et la pose de conduites en PVC pour toutes profondeurs.

Diamètre et matériau	Prix unitaire en FCFA / ml
DN 200 PVC PN 10	17 500
DN 250 PVC PN 10	25 000
DN 315 PVC PN 10	37 000
DN 400 PVC PN 10	58 000
DN 500 PVC PN 10	90 000

• **Stations de pompage**

Compte non tenu de la conduite de refoulement, les stations de pompages sont constituées de deux parties distinctes :

- Le génie civil (béton et terrassement): canal dégrilleur, bassin du dessableur, bêche de pompage, locaux techniques et murs de clôture ;
- Les équipements (électromécaniques, hydrauliques, de commande) : groupes électropompes et accessoires, dégrilleur automatique, groupe électrogène, électricité (y compris un transformateur si nécessaire), dispositifs de commandes, dispositif antibélier si nécessaire

Dans le cadre de l'estimation globale du coût du Plan Directeur, on utilisera pour évaluer les prix des stations de pompage, les fonctions présentées sur le graphe ci-dessous, établi d'après l'étude des prix d'un panel de stations réalisées récemment au Sénégal, avec éventuellement une majoration du prix du génie civil en cas de contraintes particulières, présence d'une nappe haute notamment, qui peut imposer des techniques particulières tant pour la mise en place de la bêche (havage) que pour sa stabilité (lestage).

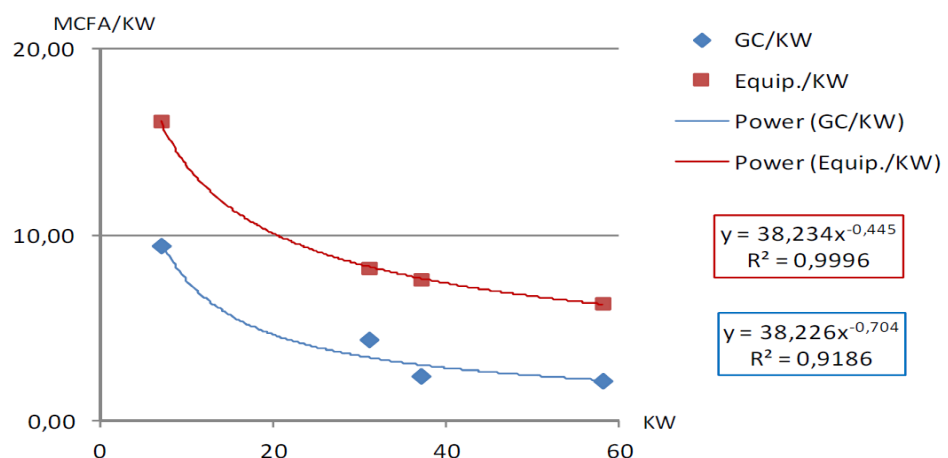


Figure 12 : Ratios de prix des stations de pompage en fonction de leur puissance

En appliquant ces références de coût les montants de l'investissement pour le réseau et les stations de pompes sont :

Montants de l'investissement pour le réseau et les stations de pompes (**Variante 1**)

Désignation	Montant en FCFA
réseaux	2 877 413 400
Stations de pompage	
Assainissement autonome	

Montants de l'investissement pour le réseau et les stations de pompes (**Variante 2**)

Désignation	Montant en FCFA
réseaux	3 353 071 400
Stations de pompage	
Assainissement petit diamètre	

Les devis des infrastructures d'assainissement sont présentés en **Annexe 1**

En résumé, ces devis donnent les coûts suivants :

Tableau 53 Récapitulatif des coûts d'investissement

DESIGNATION	MONTANT DES TRAVAUX en FCFA HT HD
VOLET EAUX USEES VARIANTE 1	3 371 413 400
VOLET EAUX USEES VARIANTE 2	3 847 071 400

V.7 ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES

Il s'agit de donner les avantages et inconvénients de chaque variante.

Variante 1 d'assainissement eaux usées (lagunage naturel)

- **Avantages**
 - Variante moins chère que la seconde variante 2 ;
 - Consommation d'énergie moins élevée ;
 - Charges d'exploitation (entretien et maintenance) moins élevées ;

- Plus grande facilité d'entretien
- **Inconvénients**
 - Plus encombrant (nécessite plus de place)

Variante 2 d'assainissement eaux usées (lagunage aéré)

- **Avantages**
 - Moins encombrant (nécessite moins de place) ;
- **Inconvénients**
 - Variante plus chère que la seconde variante 2 ;
 - Consommation d'énergie plus élevée ;
 - Charges d'exploitation (entretien et maintenance) plus élevées ;
 - Entretien plus complexe.

V.8 CHOIX DE LA VARIANTE A RETENIR

En conclusion, au vu nous de ce qui précède, il apparait que la variante 1 est plus avantageuse car présentant plus d'avantages et moins d'inconvénients que la variante 2.

Ainsi, recommandons à l'ONAS la variante 1 à savoir :

- Réalisation de collecteurs gravitaires en PVC type assainissement DE 250 sur 15 000 ml
- Réalisation de deux stations de pompage :
 - ↳ SPEU1 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 50 m³/h chacune HMT=23,9 m profondeur : 6.5m et une conduite de refoulement en PVC DE 200 PN10 sur 2850 ml
 - ↳ SPEU2 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 30 m³/h chacune HMT=12,6 m profondeur : 4,5m et conduite de refoulement en PVC DE 160 PN10 sur 1300 ml
- Réalisation d'une station d'épuration de **type lagunage naturel** de capacité 12 562 équivalents-habitants.
- Réalisation d'une station de traitement de boues de vidange
- Mise en place de système d'assainissement autonome constitué de 540 fosses septiques munis de puits perdus dans la zone périphérique sud où on note un faible taux d'urbanisation.
- Réalisation de 1260 branchements domiciliaires

V.9 PHASAGE DES TRAVAUX

Le phasage des travaux est fait par horizon correspondant aux travaux à réaliser à court terme, moyen terme ou long terme.

Horizon 2020 : travaux à court terme

Horizon 2025 : travaux à moyen terme

Horizon 2030 : travaux à long terme

Le plan d'investissement sera aussi effectué suivant cette classification.

A noter que les travaux prioritaires ou travaux urgents seront identifiés à partir des travaux à court terme qui seront réalisés au niveau du centre-ville constitué par les quartiers de Bir Podor, Mbodiène, Lao Demba et sur une partie de Thioffy.

Les travaux à moyen terme seront réalisés sur l'autre partie de Thioffy et une partie de Sinthiane

Enfin, les travaux à long terme concerneront Souyema et la zone d'extension de Souyema.

Ainsi le phasage des travaux peut se présenter comme suit :

Horizon 2020 :

- Réalisation de collecteurs gravitaires en PVC type assainissement DE 250 sur 8 000 ml
- Réalisation d'une station de pompage :
 - ↳ SPEU1 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 50 m³/h chacune HMT=23,9 m profondeur : 6.5m et une conduite de refoulement en PVC DE 200 PN10 sur 2850 ml
- Réalisation d'une station d'épuration de **type lagunage naturel** de capacité 12 562 équivalents-habitants.
- Réalisation d'une station de traitement de boues de vidange
- Réalisation de 672 branchements domiciliaires

Horizon 2025 :

- Réalisation de collecteurs gravitaires en PVC type assainissement DE 250 sur 3 000 ml
- Réalisation d'une station de pompage :
 - ↳ SPEU2 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 30 m³/h chacune HMT=12,6 m profondeur : 4,5m et conduite de refoulement en PVC DE 160 PN10 sur 1300 ml
- Réalisation de 252 branchements domiciliaires

Horizon 2030 :

- Réalisation de collecteurs gravitaires en PVC type assainissement DE 250 sur 4 000 m.
- Mise en place de système d'assainissement autonome constitué de 540 fosses septiques munis de puits perdus dans la zone périphérique sud où on note un faible taux d'urbanisation.
- Réalisation de 336 branchements domiciliaires

CHAPITRE VI. PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES

VI.1 PRÉSENTATION DES VARIANTES

❖ DELIMITATION DES BASSINS VERSANTS

Les bassins versants sont délimités sur la base du plan topo de la ville de Podor tout en tenant compte des schémas de principe de collecte des eaux pluviales. Les bassins versants ainsi délimités sont au nombre de 8 bassins et sous bassins versants.

La superficie des bassins est donnée par le tableau suivant :

Tableau 54 Superficies des bassins versants

Aires bassins versants	
Bassins versants	Aire (ha)
BV1	25,49
BV2	21,8
BV3	12,37
BV4	50,58
BV5	45,62
BV6	43
BV7	30
BV8	25,68

❖ IDENTIFICATION DES EXUTOIRES

Les exutoires de la zone du projet sont constitués essentiellement par le fleuve Sénégal et les bassins d'infiltration à construire éventuellement pour la deuxième variante.

❖ SCHEMA GENERAL PROPOSE

Compte tenu de la topographie particulière que présente la ville de Podor, il n'est pas possible de prévoir un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales qui fonctionne exclusivement en système gravitaire. La succession de monticules et de dépressions favorise un schéma de réseau particulier composé de sections de réseau comprenant chacune une station de relèvement et de pompage. Chaque section est composée d'un réseau primaire lequel draine un ou plusieurs sous-bassins versants et rejette les eaux de ruissellements collectées vers le fleuve ou un bassin de rétention.

❖ CONCEPTION DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

L'objectif visé par l'assainissement des eaux pluviales est de trouver une solution définitive aux problèmes d'inondations dont la ville de Podor est confrontée durant l'hivernage.

La contrainte majeure de l'assainissement de la zone du projet réside dans sa configuration topographique notamment l'évacuation gravitaire des eaux vers les exutoires identifiés.

Du fait de l'existence dans la zone du projet de plusieurs points d'accumulation d'eau et de faibles dénivelés ou contrepentes entre les exutoires et les zones basses, la conception du réseau n'a pas été aisée. C'est la raison pour laquelle, en s'appuyant sur les études antérieures menées au niveau de la zone du projet, le schéma général du réseau de drainage proposé reste dans cette ligne de mire.

Sur la base des études topographiques (plans des bassins versants), du sens général des écoulements et du plan des zones inondées, il a été procédé au tracé du réseau d'assainissement afin de :

- drainer les points bas situés sur l'emprise des futures voiries ou à coté des habitations ;
- drainer les points bas et les eaux de ruissellement issues de la chaussée actuelle ;
- d'intercepter les écoulements provenant des bassins versants latéraux avant qu'elles n'atteignent la route ;
- enfin, de véhiculer les eaux pluviales au niveau des différents exutoires identifiés.

(Voir tracé du réseau en Annexe 1).

Cette conception s'articule autour des points suivants :

- choix du type de collecteurs ;
- la structuration spatiale du système de collecteurs ;
- l'implantation des ouvrages hydrauliques de collecte et de franchissement ;
- les aménagements au niveau des exutoires.

- Choix du type de collecteurs

Pour collecter et évacuer les eaux de ruissellement, il sera mis en place sur l'essentiel de la zone du projet un réseau de caniveaux ou buses en béton munies de regards tous les 35 m à 50 m pour raccorder les collecteurs aux exutoires. Une petite partie sera drainée par des caniveaux en béton armé fermés par des dalles afin d'éviter leur utilisation en dépotoirs d'ordures ménagères.

- Structuration spatiale

Voir plan du réseau en Annexe 2.

- Implantation des ouvrages

Collecte

Les collecteurs seront implantés le long des accotements pour drainer les points bas et les eaux issues des bassins versants latéraux.

La collecte des eaux de ruissellement sera assurée par des grilles avaloirs qui seront implantées aux points bas de la chaussée. De même, il sera mis en place des grilles avaloirs au niveau de certaines intersections de voies bitumées. Ces grilles seront raccordées aux collecteurs.

Les ouvrages de transfert des eaux collectées par les grilles avaloirs vers les exutoires seront constitués de **buses ou caniveaux** en béton armé fermés par des dalles.

Franchissement

Des buses et des dalots seront implantés au droit de certaines intersections avec les voies secondaires.

Relèvement refoulement des effluents

Compte tenu de la faible dénivellée ou contre pente existant entre les exutoires et les zones basses et des débits importants à drainer, il est prévu de reconstruire la station existante afin d'augmenter sa capacité de façon à pouvoir acheminer toutes les eaux pluviales vers le fleuve via la conduite de refoulement (la station existante sera entièrement démolie et reconstruite car elle n'est pas conforme aux normes : pas de bassin d'orage, bêche non adaptée etc.). **Une autre station de relèvement est prévue dans le quartier de Souyema.**

Aménagements de la station

Pour les stations de relèvement, les aménagements suivants seront effectués :

- surélévation de la plateforme et mises en place de grilles avaloirs pour éviter l'envahissement des locaux de service par les eaux de ruissellement.

Aménagement de l'exutoire en mer

- les exutoires sur le fleuve seont réalisés en col de cigogne constitué de deux coudes ¼ DN 600 ou DN 500 reliés par une colonne en fonte DN600 ou DN 500 avec un dé d'ancrage en béton de dimensions : 1.5 m largeur et 2 m hauteur (voir plan de principe).

❖ VARIANTES DE DRAINAGE

Pour le drainage et l'évacuation des eaux pluviales de la ville de **Podor** deux variantes ont été identifiées. Ces variantes se présentent comme suit :

Variante 1

- un réseau de buses en béton armé qui achemine la presque totalité des eaux pluviales (Lao Demba, Bir Podor, Mbodiène, Sinthiane) en direction du point bas de Lao Demba où se trouve la station de relèvement existante qui sera reconstruite et **refoulera les eaux pluviales vers le fleuve** ;
- un autre réseau de buses en béton armé qui draine les eaux pluviales de la zone de Souyema et Thioffy vers la nouvelle station de pompage à créer et **qui refoule vers le fleuve**
- un réseau de voirie sur 12 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers

Variante 2

- un réseau de caniveaux en béton armé qui achemine la presque totalité des eaux pluviales (Lao Demba, Bir Podor, Mbodiène, Sinthiane) en direction du point bas de Lao Demba où se trouve la station de relèvement existante qui sera reconstruite et **refoulera les eaux pluviales en direction d'un premier bassin de rétention projeté** ;

- un autre réseau de caniveaux en béton armé qui draine les eaux pluviales de la zone de Souyema et Thioffy vers la nouvelle station de pompage à créer et **refoulera les eaux pluviales en direction d'un deuxième bassin de rétention projeté**
- réalisation de deux bassins d'infiltration des eaux pluviales (voir résultats des tests d'infiltration en **Annexe 2**) ;
- un réseau de voirie sur 12 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers

VI.2 DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE

VI.2.1 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

❖ CALCUL HYDROLOGIQUE

✓ Méthode de calcul du débit de crue

La méthode que nous adoptons pour le calcul des débits de crue maximaux est **la formule rationnelle** relativement à un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

Dans le cadre de cette étude, **la méthode rationnelle** sera utilisée pour l'estimation des débits de décharge. Son utilisation se justifie par les raisons suivantes :

- les bassins versants à drainer sont relativement et qu'elle est ordinairement utilisée pour calculer les débits à évacuer ;
- la méthode rationnelle est très utilisée pour la planification des installations et ne fait intervenir que trois paramètres que sont le coefficient de ruissellement, l'intensité des pluies et la surface de captage.

Ainsi la formule rationnelle s'exprime comme suit :

$$Q = \frac{1}{360} \times C_r \times I \times A$$

C_r : Coefficient de ruissellement ;

A : Aire du bassin versant en ha ;

I : Intensité des précipitations en mm/h ;

Q : Débit à évacuer en m³ /s

✓ Périodes de retour

Pour la présente étude, les débits de pointe sont calculés pour une période de retour de 10 ans.

L'intensité de pluie sera déterminée à partir des courbes IDF.

✓ Intensités et Courbes IDF

Les lois liant les trois paramètres d'une averse, à savoir : l'Intensité, la Durée et la Fréquence obéissent à la relation établie par Montana qui a la forme :

$$I = a \cdot t^b$$

Avec :

I : Intensité de l'averse en mm/h

t : Durée de l'averse en heures

T : Période de retour de l'averse en an

a : Coefficient fonction de T et de la région

b : (b<0) Coefficient fonction de T et de la région

✓ Temps de concentration

Le temps de concentration « tc » est calculé par la formule de Ventura comme suit :

➤ Coefficient de ruissellement C_r :

Le coefficient de ruissellement C_r est le rapport entre le volume d'eau ruisselé et entrant dans le réseau (par unité de temps) et le volume d'eau tombant en moyenne sur la surface du bassin versant considéré. Il est pris égal à **0.55** sur l'ensemble de la zone d'étude à cause de la présence de beaucoup de rues sableuses ou non revêtues.

➤ Intensité de la pluie (I) :

Les méthodes habituellement utilisées pour estimer l'intensité des précipitations sont les méthodes suivantes :

$$\text{Talbot : } I = \frac{b}{T_c + a}$$

$$\text{Montana: } I = a \times T_c^{-b}$$

Elles présentent des similitudes dans la mesure où elles sont toutes fonction de la localité étudiée, du temps de concentration (T_c) et de la période de retour choisie.

Ainsi, la **méthode de Talbot** a été choisie pour calculer l'intensité des précipitations.

Le temps de concentration T_c (mn) est le cumul des temps de ruissellement (T_r) et des temps d'écoulement (T_e).

En ce qui concerne le temps de ruissellement T_r , il varie de 20 à 30 minutes à Podor. Pour tenir compte de la sécurité des installations de drainage, le temps de ruissellement sera considéré constant égal à **30 minutes** dans toute la zone d'étude.

Le temps d'écoulement T_e est calculé par :

$$T_e = \frac{L}{V \times 60}$$

L : Longueur hydraulique (le plus long chemin parcouru par la goutte d'eau pour arriver à l'exutoire) (m) ;

V : Valeur moyenne de la vitesse de l'eau dans les caniveaux ou collecteurs (m/s).

➤ Constantes a et b

Les coefficients a et b sont en fonction de la localité et de la période de retour choisie. Ainsi à Podor et ses environs, les valeurs utilisées sont les suivantes :

Pour une crue décennale (T=10 ans) : **a = 36.90** et **b = 6385.7** (Source : Etudes du CIEH de 1984 sur les grandes villes d'Afrique francophone).

$$D'où \quad I = \frac{6385,7}{T_c + 36,9}$$

✓ Coefficients de ruissellement

L'application de la formule rationnelle nécessite la détermination -au préalable- du coefficient de ruissellement C_r . Par définition, C_r est le rapport du volume ruisselé à la pluie tombée.

Pour les besoins de la présente étude, le coefficient de ruissellement est estimé à 60% pour l'horizon 2030.

Les superficies des sous-bassins versants, les longueurs des talwegs, les temps de concentration, les pentes naturelles, les intensités de pluie ainsi que les débits de pointe sont donnés par le tableau suivant.

❖ BASSINS DE RETENTION ET D'INFILTRATION

Les bassins d'infiltration proposés dans le cadre de la variante 2 serviront d'exutoire et permettront d'assurer la percolation des eaux pluviales dans le sol. A Podor le sol étant argileux, le temps d'infiltration sera long.

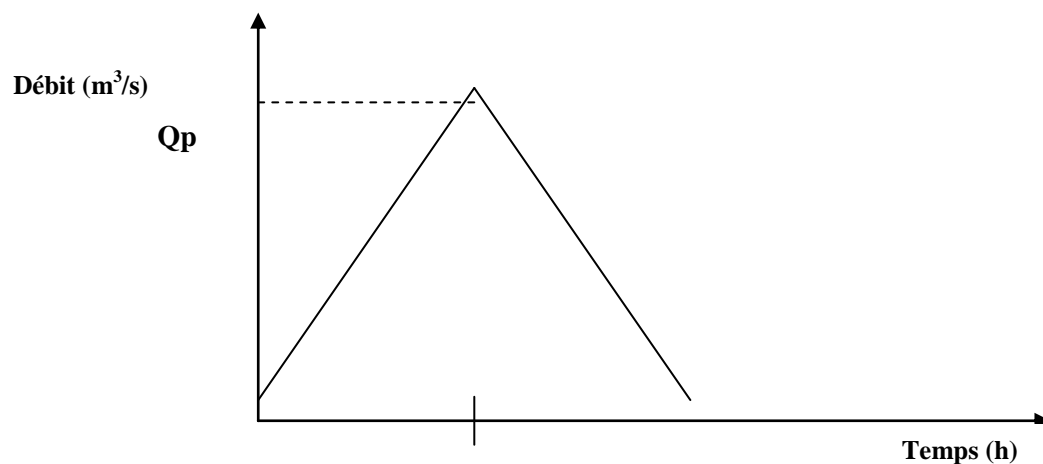
Ces bassins à aménager joueront aussi le rôle de dépressions naturelles ; dans ce cas, aucun ouvrage/débit de vidange n'est prévu.

❖ PRE-DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE RETENTION - HYDROGRAMME DE LA CRUE

✓ Calcul du volume de la crue décennale

Le dimensionnement des bassins de rétention nécessite la connaissance et l'estimation du volume de la crue à stocker et/ou à écrêter. Ce volume serait estimé à partir de l'hydrogramme de la crue contre laquelle on veut protéger le bassin versant.

D'après le document 'Note sur le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crues en Afrique de l'Ouest Sahélienne ou Tropicale'¹ l'hydrogramme de crue peut être schématisé par deux tronçons : une montée linéaire de durée t_m (temps de montée) et une descente symétrique de même durée.



D'après ce même document (méthode de Messieurs RODIER et AUVRAY) le débit de la crue décennale se calcule à partir de la pluie décennale de 24 heures (P10). Les paramètres retenus comme déterminants sont : le régime climatique (sahélien, tropical ou forestier), la pente moyenne du bassin, la perméabilité du terrain et la surface du bassin.

Des abaques permettent de déterminer le débit de pointe (voir figure n°7-1) pour une pente R2 (faible, inférieure à 0,5%) et pour plusieurs valeurs de perméabilités.

Les temps de montée sont déterminés à partir de l'abaque donné par la figure n°7-2 :

¹ Par Jean Michel GRESILLON, Patrick HERTER et Jean Pierre LAHAYE

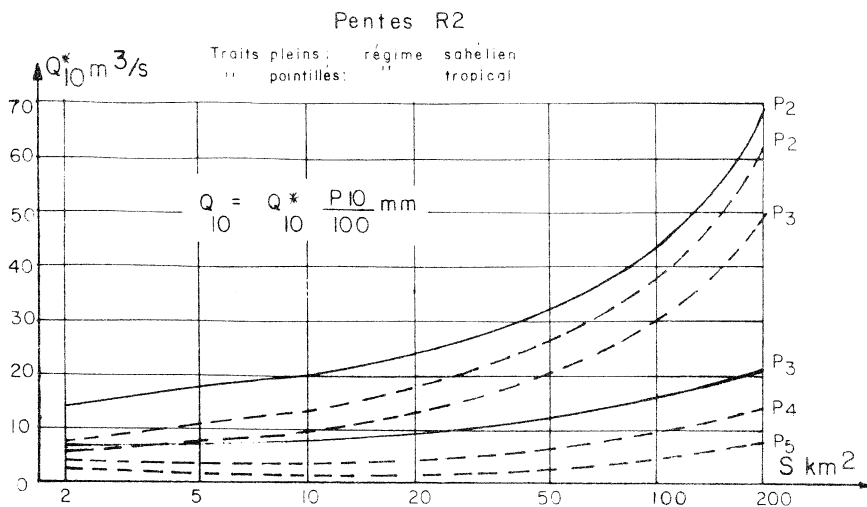


Figure n°7-1 : Débit décennal pour une pluie décennale et pour des pentes R2

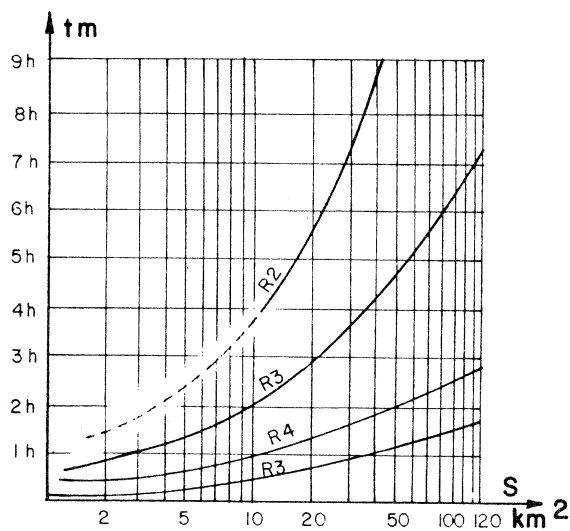


Figure n°7-2 : Temps de montée – Régime sahélien



✓ **Pré dimensionnement des bassins de rétention**

1. Bassins de rétention et d'infiltration

Les bassins de stockage projetés et non munis d'ouvrages de fuite seront vidangés par infiltration et par évaporation. Pour cette raison, ces bassins doivent offrir un plan d'eau le plus étendu possible afin de favoriser ces processus. La profondeur maximale de ces bassins serait de 1 m plus 0,5 m comme marge de sécurité.

✓ **Pré dimensionnement des caniveaux et conduites**

Le dimensionnement sera effectué en section économique hydrauliquement favorable à partir de la formule de Manning Strickler.

CONDUITE

Le diamètre des collecteurs est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$D = (Q / (K_s \times I^{1/2} \times A))^{3/8}$$

avec $A = (3.14 \times B/180 - \sin B)^{5/3} / (2^{13/3} \times (3.14 \times B/180)^{2/3})$

(Source : Cours Hydraulique en surface libre –Pages 29-30- EIER)

B est l'angle en degré interceptant le périmètre mouillé

D = diamètre intérieur de la canalisation (en m)

K_s = coefficient de rugosité de Manning Strickler (K_s = 120 pour le PVC)

Q = le débit transitant dans la canalisation

La vitesse **V** est donnée par la formule :

$$V = (8 \times Q / D^2) \times (1 / (3.14 \times B/180 - \sin B))$$

Le dimensionnement est fait pour un taux de remplissage de 80 % d'où B = 240 °
D'où les résultats résumés dans le tableau suivant.

CANIVEAU

Le tirant d'eau $y = (Q / (K_s \times I^{1/2} \times 2^{1/3}))^{3/8}$

La largeur $b = 2 y$

K_s = coefficient de Manning Strickler (K_s = 70 pour le béton)

I = pente longitudinale du radier du canal

La vitesse d'écoulement : $V = K_s \times I^{1/2} \times (by / (b + 2y))^{2/3}$

En fixant la largeur b et en imposant une pente minimale I, le calcul pourra être fait en écoulement uniforme par la formule :

$$y = (Q / (K_s \times I^{1/2}))^{3/5} \times (b + 2y)^{2/5} / b$$

NB : Pour les caniveaux en béton armé la vitesse sera comprise dans les limites admissibles (V comprise entre 0.3 et 4 m/s) tandis que pour les conduites gravitaires un maximum de 3 m/s sera toléré.

✓ **Pré dimensionnement des stations de relèvement**

➤ **Bassin de stockage**

Le bassin sera dimensionné de telle sorte qu'il puisse jouer en rôle d'écrêteur. En effet, le bassin stockera l'excédent du débit de décharge par rapport à la capacité de pompage.

Soit Q le débit décharge, Q_p le débit de pompage, T_m la durée moyenne des averses et V le volume du bassin.

On a $V = (Q - Q_p) T_m$

➤ **Bâche de pompage**

Soit V_u le volume utile de la bâche de pompage :

On a $V_u = \frac{Q_p}{4 \times n \times (\text{nbre de groupes en relation})}$

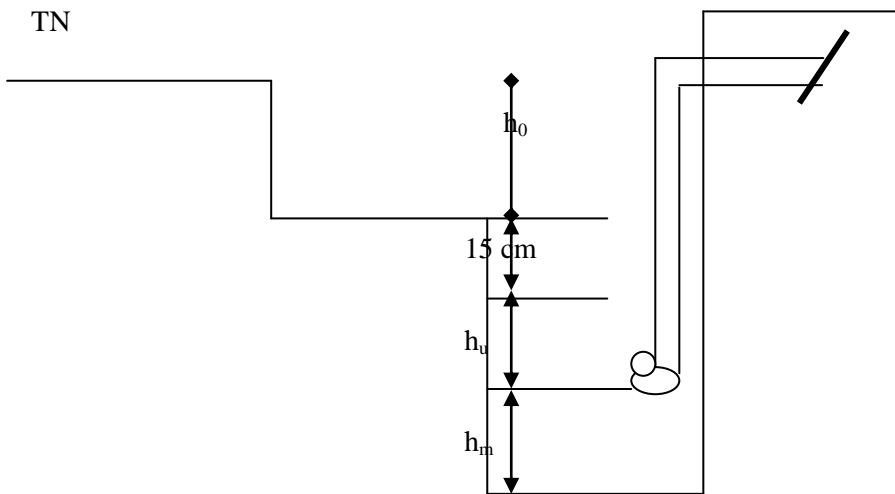
avec n : nombre de démarrage par heure des pompes

hauteur utile h_u = V_u/S (S : Section bâche)

La hauteur totale h_t = h₀ + 0,15 + h_u + h_m

La hauteur morte correspondant au volume mort

TN



Soit H_g : la hauteur géométrique de la pompe

$$HMT = H_g + \Delta H$$

$$\text{Avec } \Delta H = J_s + J_L$$

$$J_s = \sum_{i=1}^n \frac{K_i V_i^2}{2g}$$

$$i = 1$$

K_i = Coefficient de perte de charge

V_i = Vitesse de l'eau m/s

G : accélération de la pesanteur (m^2/s)

J_L = Pertes de charge linéaires de Manning Strickler (m)

$$J_L = \frac{10,20 Q^2}{K_s^2 D^{16/3}} * L$$

K_s = Coefficient de rugosité

D : Diamètre de la conduite de refoulement (m)

$$D = 1,5 \sqrt[3]{Q} \text{ (formule de Bresse)}$$

L : Longueur de la conduite de refoulement en m

✓ Puissance hydraulique

La puissance hydraulique nécessaire pour véhiculer le débit Q à une hauteur manométrique H , est donnée par l'expression suivante.

$$P_{hy} = \rho \times g \times Q \times H_{mt}$$

ρ = Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)

g = Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

Q = Débit de la pompe en m³/s

H_{mt} = Hauteur manométrique total en m

A partir de cette formule, on en déduit la puissance active de la pompe compte tenu du rendement au point de fonctionnement et on aura donc :

$$P_a = \rho \times g \times Q \times HMT / R$$

P_a = Puissance absorbée en kw

R = Rendement pompe (70 % mini exigés au point de fonctionnement)

✓ Choix des électropompes

La sélection des pompes dépend essentiellement d'un choix correct de la forme de roue, ceci est décisif pour un fonctionnement économique des installations de relevage d'eaux usées.

L'analyse des courbes de performances (Q, H) (débit, hauteur) faite à l'aide du **logiciel Flyps 3.1 (Flygt)** et les données des calculs de bilans de puissance ont permis de sélectionner, pour 2 types de pompe (marque Flygt ou similaire), qui disposent des caractéristiques adéquates pour un fonctionnement satisfaisant. Il s'agit de la pompe de caractéristiques.

Voir courbes de performance – point de fonctionnement calculé joint en Annexe n°2.

➤ Recommandations techniques

Après le choix du type de pompe, nous sommes à mesure de proposer les recommandations techniques suivantes :

- les électropompes sont du type immergé, les roues doivent permettre le passage des corps solides qui peuvent être entraînés vers la station de pompage ;
- étant donné la nature du liquide à pomper, le corps de la pompe et la roue doivent être en fonte, l'arbre en acier inox avec un alliage chromé ;
- la puissance nominale du moteur doit être supérieure à la puissance maximale consommée par la pompe sur toute la courbe majorée d'au moins 20 %.

➤ Analyse du fonctionnement des groupes électropompes immergées

L'analyse du fonctionnement est effectuée par le Logiciel Flygt, Flyps 3.1. Ce logiciel très performant et convivial permet de tracer les courbes de fonctionnement.

- HMT-Débit
- Rendement global –rendement hydraulique
- NPSH requis
- Puissance absorbée aux bornes

Il permet ainsi de déterminer le point de fonctionnement de la pompe et donne aussi l'ensemble des caractéristiques du moteur (voir courbes et tableaux joints en **Annexe n°2**).

✓ **Groupe électrogène et transformateur**

Il sera prévu, en plus du raccordement au réseau électrique, un groupe électrogène de secours pour palier à toute coupure d'électricité.

La puissance active de la pompe est donnée à partir de sa courbe de performance. Pour les besoins de dimensionnement du groupe et du transformateur, on **utilise la puissance active** ; si l'on tient compte du rendement des moteurs électriques équipant les pompes et qui est de 80 % ..

La puissance active (P_A) pour le fonctionnement des deux (02) groupes de pompage sera de :

$$P_A = 2 \times P_a$$

Compte tenu des auxiliaires, une réserve de puissance de 15% sera prise en compte pour le calcul de la puissance active totale en régime établi nécessaire (KW)

$$P \text{ active totale} = 1,15 \times P A$$

➤ **Puissance transformateur**

Cas d'une installation d'un transformateur pour la station des eaux pluviales

Le système de démarrage se fera par autotransformateur (élimination de résistances statoriques) qui autorise un coefficient de démarrage $I_d / I_n = 2,5$

La puissance nécessaire au démarrage (KW) d'une (1) électropompe sera donc de :

$$P = U \times I \times \cos \Phi \times \sqrt{3}$$

Avec : **I = 2,5 fois l'intensité moteur de l'électropompe**

Pour faire démarrer simultanément les deux (02) électropompes submersibles par le groupe électrogène, il faudra ajouter à la puissance nécessaire au démarrage de la première (1 ère) électropompe, la puissance de la seconde (2 ème) électropompe.

$$P \text{ démarrage des 2 pompes} = P_p + 2,5 P_p = 3,5 P_p$$

Compte tenu des auxiliaires (dégrilleur automatique, automates et contacteurs des armoires, projecteurs et éclairages), un taux de 15% de réserve est à prévoir dans le calcul de la puissance nécessaire au démarrage des pompes. Ainsi la puissance appelée, qui est la puissance active maximale nécessaire à la mise en marche simultanée de tous les équipements, sera de

$$P \text{ appelée} = 1,15 \times P \text{ démarrage}$$

Pour le calcul de la puissance du transformateur (KVA), il est recommandé de prévoir une réserve de puissance de 30%. avec un facteur de puissance $\cos \phi = 0,8$

D'où :

$$P_{\text{transfo}} = 1,30 \times P \text{ appelée} / 0,8$$

➤ **Puissance groupe électrogène**

Pour le calcul de la puissance du groupe électrogène d'entraînement, l'hypothèse défavorable des deux (2) électropompes submersibles démarrant simultanément sera prise en compte.

Le groupe diesel de secours devra avoir une puissance supérieure de 20 % à la puissance calculée pour le transformateur pour compenser toutes les pertes dues à la température, à l'humidité et à l'usure.

Soit

$$P_{\text{Diesel}} = 1,20 \times P_{\text{Transf}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-après :

Le débit de dimensionnement est normalement assuré par deux (2) pompes en service . Le fonctionnement de la troisième pompe n'interviendra que de façon exceptionnelle en cas de panne ou souhaitée par l'exploitant. Les résultats de calcul donnent des puissances minimales de transformateur et de groupe électrogène.

Pour le groupe électrogène et le transformateur, on choisira les puissances commerciales normalisées immédiatement supérieures aux puissances calculées.

En adoptant des puissances normalisées, les caractéristiques des équipements à mettre sont données dans le tableau ci-après.

✓ **ANTI - BELIER**

Il s'agit d'abord de vérifier la nécessité de mettre un Anti - béliet sur le départ du refoulement à partir de la grande station de relèvement

Soit 'a' la célérité des ondes de surpression ou de dépression:

$$a = \frac{9900}{(48,3 + K \times D/e)^{1/2}}$$

D = Diamètre intérieur de la canalisation, D = 600 mm

e = Epaisseur de la canalisation en mm e = 9.90 mm

K = Constante dépendant de la nature de la canalisation :(pour un tuyau en fonte standard K = 0.56, on trouve par le calcul : a = 1 091.68 m/s.

$$Q = V_0 S = \frac{V_0 \Pi D^2}{4} \Rightarrow V_0 = \frac{4 Q}{\Pi D^2}$$

avec : Q en m³/s - D en m - V₀ en m/s

Le calcul est fait pour le cas défavorable avec les deux pompes en fonctionnement.

$$\text{Calcul de la surpression : } P = \frac{a V_0}{g}$$

g est l'accélération de la pesanteur : g = 9,81 N / kg

VI.2.2 RESULTAT DES CALCULS DE DIMENSIONNEMENT

La commune de Podor est située dans une zone de faible pluviométrie (isohyète < 200 mm) et présente la fiche synoptique ci-après:

Année de début des observations pluviométriques : 1918

Périodes d'observation : 1918 - 1992

Zone pluviométrique de référence : **zone nord**

Figure 9-1

Pluviométrie moyenne annuelle (1951-1990)

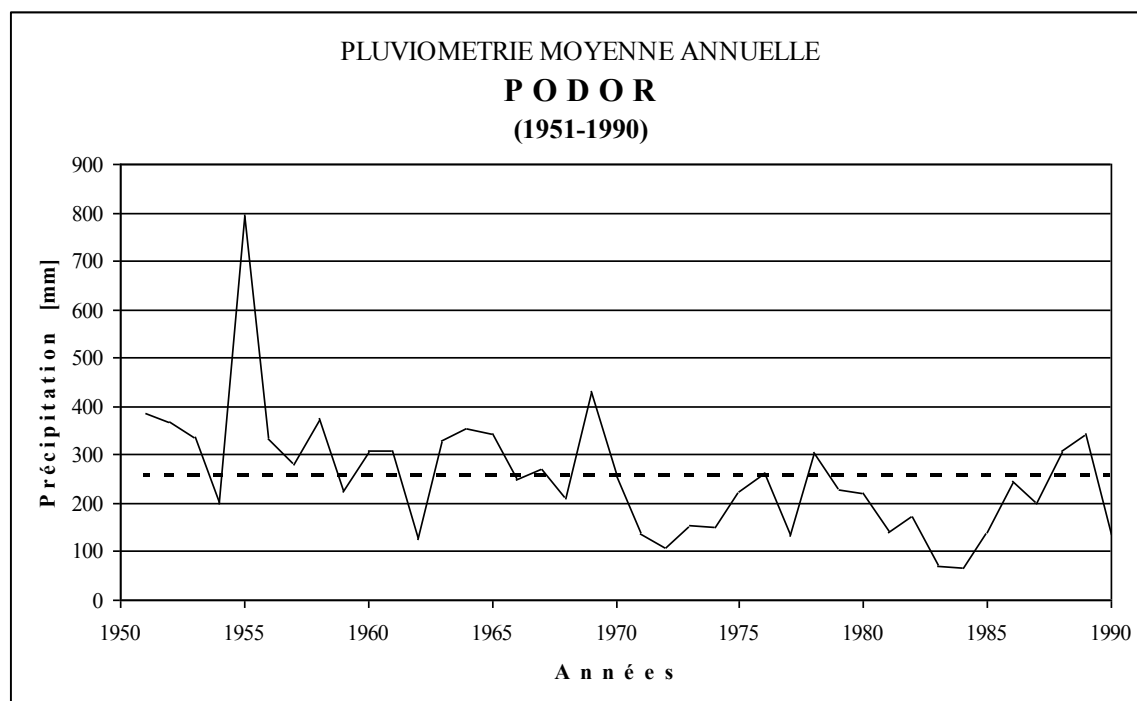


Tableau 55 Pluies maximales journalières

Station	Nb. d'années	Pluie ma >125mm	RECURRENCE des PLUIES JOURNALIERES					
			1 an	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans
Podor	75	190.5	72	91	106	120	140	155

On adoptera une pluie de projet 106 mm correspondant à une durée de retour de 10 ans car en Afrique les ouvrages sont généralement dimensionnés pour une fréquence décennale.

Tableau 56 Pluviométrie mensuelle estimée

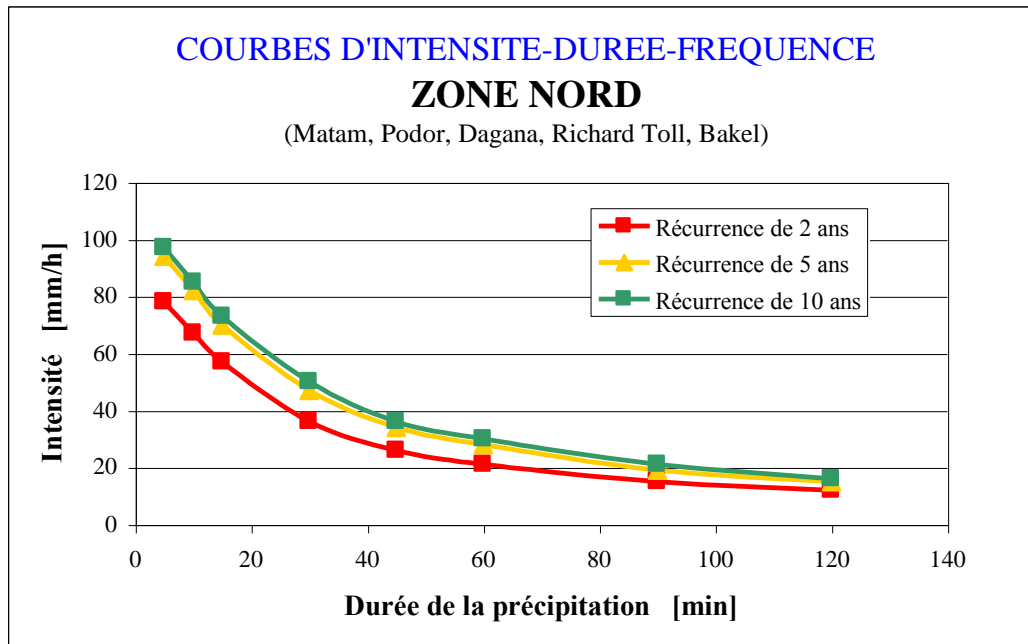
	0.01	0.02	0.10	0.20	0.50	0.80	0.90	0.98	0.99
JUILLET	57	68	94	105	164	185	210	285	315
AOUT	49	58	90	125	170	416	650	755	870
SEPTEMBRE	58	61	105	130	175	460	550	680	745

IDF de référence : zone nord

	Valeur de la variable de récurrence		
	2 ans	5 ans	10 ans
Variables	Intensité en mm/h		
5 minutes	77.5	93.8	97.3
10 minutes	66.6	81.7	85.1
15 minutes	56.9	69.6	72.6
30 minutes	36.2	47.1	49.5
45minutes	26.2	34.3	36.2
60 minutes	21.4	28.1	29.6
90minutes	15.0	19.3	20.5
120minutes	11.5	15.1	15.9

Source : ORSTOM

❖ CALCULS DE DEBITS RUISSELES PAR LA METHODE RATIONNELLE



Le tableau suivant récapitule les bassins de rétention projetés ainsi que les surfaces nécessaires pour contenir le volume de la crue décennale.

N° Bassin de rétention (variante 2)	Volume de la crue décennale (m ³)	Surface nécessaire (m ²)
BS.1	20250	13500
BS.2	22050	14700

DETERMINATION DES DEBITS RUISSELES

Tableau 58 Débits ruisselés (VARIANTE 1)

Bassin versant	Longueur BV (m)	Superficie BV (ha)	Coef. de ruissellement (Cr)	Temps de ruissellement (Tr) en minutes	Temps d'écoulement (Te) en minutes	Temps de concentration (Tc) en minutes	Intensité (I) en mm/h	Débit ruisselé en m ³ /s T = 10 ans
BV1	1166,00	25,49	0,6	30	19,43	49,43	73,97	3,14
BV2	715,00	21,8	0,6	30	11,92	41,92	81,02	2,94
BV3	495,00	12,37	0,6	30	8,25	38,25	84,97	1,75
BV4	1030,00	50,58	0,6	30	17,17	47,17	75,96	6,40
BV5	950,00	45,62	0,6	30	15,83	45,83	77,18	5,87
BV6	772,00	43	0,6	30	12,87	42,87	80,05	5,74

BV7	1250,00	30	0,6	30	20,83	50,83	72,79	3,64
BV8	1675,00	42,68	0,6	30	27,92	57,92	67,35	4,79

Détermination des dimensions des collecteurs

Tableau 62 Dimensions (et vitesses) des conduites (VARIANTE 1)

Désignation	Débit ruisselé en m ³ /s	Rugosité KS	Pente	Diamètre en m	Vitesse en m/s	Diamètre retenu en m 2xDE600	vérificatio n vitesse en m/s
H - H1	2,94	120	0,005	1,400	3,598	1,5	1,568
J - J3	1,162	120	0,005	0,989	2,853	1	2,789
J - J1	1,162	120	0,005	0,989	2,853	1	2,789
J - J2	1,162	120	0,005	0,989	2,853	1	2,789
I - J	3,54	120	0,005	1,501	3,769	1,5	3,776
I - I1	1,162	120	0,005	0,989	2,853	1	2,789
G - I	4,7	120	0,005	1,670	4,046	1,8	3,481
G - G2	1,162	120	0,005	0,989	2,853	1	2,789
H - G	5,87	120	0,005	1,815	4,277	2	3,522
SPEP2 - H	8,81	120	0,005	2,113	4,734	2,4	3,671

Désignation	Débit ruisselé en m ³ /s	Rugosité KS	Pente	Diamètre en m	Vitesse en m/s	Diamètre retenu en m 2xDE600	vérificatio n vitesse en m/s
B1 - C	1,60	120	0,005	1,115	3,090	1,2	2,667
B - B1	4,79	120	0,005	1,682	4,065	1,8	3,548
A - B	6,61	120	0,005	1,898	4,406	2	3,966
A1 - SPEP1	0,91	120	0,005	0,902	2,684	1	2,184
C2 - C1	0,91	120	0,005	0,902	2,684	1	2,184
F2 - A	1,82	120	0,005	1,170	3,191	1,2	3,033
D - D1	1,91	120	0,005	1,191	3,230	1,2	3,183
D3 - D2	1,91	120	0,005	1,191	3,230	1,2	3,183
D4 - D2	1,92	120	0,005	1,194	3,234	1,2	3,200
D1 - D2	3,82	120	0,005	1,545	3,841	1,6	3,581
D2 - A	5,74	120	0,005	1,800	4,253	2	3,444

Tableau 63 Dimensions (et vitesses) des caniveaux (VARIANTE 2)

Désignation	Débit ruiselé en m ³ /s	Rugosité KS	Pente	Tirant d'eau y en m	largeur b en m	Vitesse en m/s	largeur b retenu en m	Tirant d'eau y retenu en m	vérification vitesse en m/s
H - H1	2,94	70	0,01	0,754	1,509	2,584	1,6	0,8	2,6871
J - J3	1,162	70	0,01	0,533	1,065	2,049	1	0,5	1,9643
J - J1	1,162	70	0,01	0,533	1,065	2,049	1	0,5	1,9643
J - J2	1,162	70	0,01	0,533	1,065	2,049	1	0,5	1,9643
I - J	3,54	70	0,01	0,809	1,617	2,707	1,6	0,8	2,6871
I - I1	1,162	70	0,01	0,533	1,065	2,049	1	0,5	1,9643
G - I	4,7	70	0,01	0,899	1,799	2,905	1,8	0,9	2,9066
G - G2	1,162	70	0,01	0,533	1,065	2,049	1	0,5	1,9643
H - G	5,87	70	0,01	0,978	1,955	3,071	2	1	3,1181
SPEP2 - H	8,81	70	0,01	1,138	2,277	3,399	2	1	3,1181

Désignation	Débit ruiselé en m ³ /s	Rugosité KS	Pente	Tirant d'eau y en m	largeur b en m	Vitesse en m/s	largeur b retenu en m	Tirant d'eau y retenu en m	vérification vitesse en m/s
B1 - C	1,60	70	0,01	0,600	1,201	2,219	1,2	0,6	2,2182
B - B1	4,79	70	0,01	0,906	1,812	2,919	1,8	0,9	2,9066
A - B	6,61	70	0,01	1,022	2,044	3,164	2	1	3,1181
A1 - SPEP1	0,91	70	0,01	0,486	0,972	1,927	1	0,5	1,9643
C2 - C1	0,91	70	0,01	0,486	0,972	1,927	1	0,5	1,9643
F2 - A	1,82	70	0,01	0,630	1,260	2,292	1,2	0,6	2,2182
D - D1	1,91	70	0,01	0,642	1,283	2,32	1,2	0,6	2,2182
D3 - D2	1,91	70	0,01	0,642	1,283	2,32	1,2	0,6	2,2182
D4 - D2	1,92	70	0,01	0,643	1,286	2,323	1,2	0,6	2,2182
D1 - D2	3,82	70	0,01	0,832	1,664	2,759	1,6	0,8	2,6871
D2 - A	5,74	70	0,01	0,969	1,939	3,054	2	1	3,1181

NB : En adoptant des largeurs de façon à harmoniser les dimensions des caniveaux sur un tronçon donné la vitesse d'écoulement change mais reste dans des proportions acceptables, c'est-à-dire inférieur à 4 m/s.

Pour les stations de pompage d'eaux pluviales, nous aurons :

Tableau 64 Caractéristiques des stations de pompage (VARIANTE 1 et 2)

Débit arrivant au niveau des stations de pompage en m ³ /s		Débit pompes en l/s	Nombre de pompes
SP1	20,11	250,00	1+1 (secours)
SP2	14,17	200,00	1+1 (secours)

Tableau 66 Diamètres et vitesses des conduites de refoulement (VARIANTE 1 et 2)

Volet	Variante	Station de pompage	Débit pompe forage en m ³ /h	Diamètre Théorique en m	Vitesse en m/s	Diamètre nominal PVC standard en mm	Diamètre intérieur standard en m	Nature conduite	Vérification vitesse en m/s
Eaux pluviales	Variante 1/ Variante 2	SPEP 1	300	0,822	0,57	600,00	0,6	Fonte	0,885
		SPEP 2	720	0,671	0,57	500,00	0,5	Fonte	1,019

Tableau 67 Caractéristiques des pompes transformateurs et groupes électrogènes (VARIANTE 1 et 2)

Station de pompage	Débit pompe en m ³ /h	Diamètre en m	Profondeur station	Delta Z (m)	ΔHT (m)	Longueur refoulement (m)	HMT	Puissance hydraulique (kw)	Puissance absorbée (kw)	Puissance moteur (kW)	Puissance appelée (kVA)	Ptransfo (kVA)	Pgroupe Théorique (kVA)	Puissance groupe Normalisé (kVA)
SPEP1 variantes 1 et 2	900	0,6	6.65	11	0.35	470	11,4	27,8	37,1	46,4	186,8	303,5	364,2	400,0
SPEP2 variantes 1 et 2	720	0,5	5	7.5	0.90	710	8.4	16,5	22,0	27,5	110,6	179,7	215,6	250,0

VI.3 ALIMENTATION ENERGETIQUE DES STATIONS DE POMPAGE

L'alimentation électrique des stations de pompage va comprendre entre autres équipements :

- Une amenée de courant par un réseau MT (Moyenne tension) ;
- Des Postes MT/BT (moyenne tension/basse tension) avec divers raccordements électriques et accessoires ;
- Un Tableau général basse tension (TGBT) avec coffrets divisionnaires ;
- Une alimentation de secours (groupe électrogène).

Le raccordement des installations sur le réseau électrique basse tension comprendra :

a) Réseau Moyenne Tension

- Tension réseau = 30 KV
- Tension d'isolement = 36 KV
- Tension réseau = 6,6 KV
- Tension d'isolement = 24KV

b) Antenne de dérivation

L'antenne qui doit alimenter les stations de pompage sera constitué de :

- Ensemble de dérivation du réseau MT vers l'antenne
- Poteau IPE 12 m avec interrupteur aérien à commande manuelle (IACM) et accessoires.
- Poteau béton 12 B 2000
- Poteau béton 12 B 1250
- Poteaux béton AR 400
- Armements en nappe simple ancrage muni de 9 isolateurs F70_127 DC, 3 étriers de 16 70 240,3 œillets OR 12,3 ball sockets B 12 ,6 pinces ancrage et accessoires de fixation pour poteau d'arrêt
- Armement en nappe double ancrage avec tube galvanisé sur IPE 330 muni de 18 isolateurs F70_127 DC ,6 étriers de 16 70 240 ; 6 œillets OR 12 ,6 ball sockets B12, 6 pinces d'ancrage et accessoires de fixation pour poteaux d'angle au poteau (IACM)
- Armement en nappe simple ancrage muni d'un ensemble de 3 chaînes d'isolateurs d'ancrage avec dispositif anti-oiseaux et accessoires de fixation.
- Câble Moyenne Tension 3 x 54, 6mm² Almelec
- Poteau IPE 12m avec transformateur aérien H61
- Jeu de parafoudres
- Mises à la terre
- Disjoncteur BT
- Tableau comptage.

VI.4 COÛTS D'INVESTISSEMENT

Les coûts des investissements sont déterminés en appliquant les mêmes références de coûts que celles décrites dans la section V.6.

Les devis des ouvrages d'assainissement sont présentés en **Annexe 1**

En résumé, ces devis donnent les coûts suivants :

Tableau 68 Récapitulatif des coûts d'investissement pour les volets eaux usées et pluviales

DESIGNATION	MONTANT DES TRAVAUX en FCFA HT HD
VOLET EAUX PLUVIALES VARIANTE 1	22 764 501 000
VOLET EAUX PLUVIALES VARIANTE 2	23 100 586 240

VI.5 ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES

Il s'agit de déterminer les avantages et les inconvénients de chaque variante.

Variante 1 d'assainissement eaux pluviales

- **Avantages**
 - Variante moins chère que la seconde variante 2 ;
 - Consommation d'énergie moins élevée car les pompes sont moins puissantes
 - Charges d'exploitation (entretien et maintenance) moins élevées que la seconde variante 2 qui présente un ouvrage de plus (bassin d'infiltration) ;
 - Traversée de la route nationale par les deux conduites de refoulement
- **Inconvénients**
 - Pas de possibilité de réutilisation les eaux pluviales ;

Variante 2 d'assainissement eaux pluviales

- **Avantages**
 - Possibilité de réutiliser en culture irrigué les eaux pluviales contenues dans les bassins ;
- **Inconvénients**
 - Variante plus chère que la seconde variante 2 ;
 - Consommation d'énergie plus élevée ;
 - Charges d'exploitation (entretien et maintenance) plus élevées ;
 - Pas de traversée de la route nationale par les deux conduites de refoulement

VI.6 CHOIX DE LA VARIANTE A RETENIR

En conclusion, au vu nous de ce qui précède, il apparait que la variante 1 est plus avantageuse car présentant plus d'avantages et moins d'inconvénients que la variante 2.

Ainsi, recommandons à l'ONAS la variante 1 à savoir :

- Réalisation de buses en béton armé de diamètre variables DN 1000 à DN 2400 sur 12000 ml muni d'avaloirs.
- Fourniture et pose de 520 grilles avaloirs
- un réseau de voirie sur 12 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers
- Réalisation de deux stations de pompage :
 - ↳ SPEP1 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 250 l/s chacune HMT=11.4 m profondeur : 6.5m refoulant les eaux pluviales vers le fleuve ; conduite de refoulement en fonte ductile DN 600 sur 470 m,
 - ↳ SPEP2 avec deux pompes (dont une de secours) de débit : 200 l/s chacune HMT=8.4 m profondeur : 6m refoulant les eaux pluviales vers le fleuve ; conduite de refoulement en fonte ductile DN 500 sur 710 m,

VI.7 PHASAGE DES TRAVAUX

Comme pour le volet eaux pluviales, le phasage des travaux peut se présenter comme suit :

Horizon 2020 :

- Réalisation de buses en béton armé de diamètre variables DN 1000 à DN 2400 sur 6000 ml muni d'avaloirs.
- Fourniture et pose de 260 grilles avaloirs
- un réseau de voirie sur 6 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers
- Réalisation d'une stations de pompage :
 - ↳ SPEP1 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 250 l/s chacune HMT=11.4 m profondeur : 6.5m refoulant les eaux pluviales vers le fleuve ; conduite de refoulement en fonte ductile DN 600 sur 470 m,

Horizon 2025 :

- Réalisation de buses en béton armé de diamètre variables DN 1000 à DN 1800 sur 3000 ml muni d'avaloirs.

- Fourniture et pose de 130 grilles avaloirs
- un réseau de voirie sur 3 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers
- Réalisation de deux stations de pompage :
 - ↳ SPEP2 avec deux pompes (dont une de secours) de débit : 200 l/s chacune HMT=8.4 m profondeur : 6m refoulant les eaux pluviales vers le fleuve ; conduite de refoulement en fonte ductile DN 500 sur 710 m,

Horizon 2030 :

- Réalisation de buses en béton armé de diamètre variables DN 1000 à DN 1800 sur 3000 ml muni d'avaloirs.
- Fourniture et pose de 130 grilles avaloirs
- un réseau de voirie sur 3 km le long des axes comportant des collecteurs pour éviter l'ensablement rapide de ces derniers

CHAPITRE VII. ORGANISATION ET GESTION

VII.1 GESTION DES INSTALLATIONS

Un des intérêts principaux de l'épuration par lagunage est la simplicité de son exploitation. Les contraintes dues au fonctionnement des lagunes sont réduites mais leur efficacité reste malgré tout liée à la stricte observation de quelques règles élémentaires relatives à l'entretien et au contrôle de fonctionnement.

De façon générale, deux types d'interventions peuvent être distingués : l'entretien des équipements et la surveillance du bon fonctionnement de la STEP, de la STBV et des stations de pompage et du réseau.

VII.1.1.1 LES OPERATIONS D'ENTRETIEN

VII.1.1.1.1 Grilles

Les boues de vidange qui arrivent dans le canal de dégrillage peuvent être chargées de corps solides importants. Un colmatage des grilles peut intervenir de manière soudaine et imprévisible. Il est donc indispensable d'enlever régulièrement ces matières solides. Le nettoyage se fera manuellement à l'aide d'un râteau

VII.1.1.1.2 Bassins de lagunage

L'entretien à apporter à chaque bassin dépend du type de bassin.

Bassin anaérobie

Les indicateurs du bon fonctionnement des bassins anaérobies sont :

- L'absence de végétaux sur la berge intérieure de la digue
- La couverture partielle ou complète de la surface par une couche d'écume contenant des huiles, des graisses et quelques matières flottantes : cette couche permet de conserver des conditions anaérobies dans le bassin.

Chaque jour, un opérateur sera chargé de contrôler les points suivants :

- L'éventuelle obstruction dans les collecteurs d'amenée
- Le dégagement des bassins
- Aucun matériau flottant ne passe dans les bassins facultatifs

- L'uniformité de la distribution des débits entre les différents bassins anaérobies.

En plus de ces contrôles journaliers, un contrôle régulier devra être effectué afin de prévenir les événements suivants :

- ❖ Odeurs, qui peuvent être causées par :
 - ✓ Une surcharge avec diminution du temps de rétention
 - ✓ Des substances toxiques
 - ✓ Une chute de température
 - ✓ Un pH bas

Pour y remédier, l'opérateur pourra cesser d'enlever la couche d'écume à la surface.

- ❖ Moustiques et autres insectes, qui peuvent apparaître dans le cas suivants :
 - ✓ Abandon à l'air libre des sables et déchets enlevés
 - ✓ Herbes sur le côté intérieur des digues (en contact avec l'eau)
 - ✓ Pas de couche d'écume.

Pour y remédier, l'opérateur veillera à conduire les actions suivantes :

- Transporter à la décharge communale ou enterrer immédiatement les déchets (sables et solides) sous une couche d'au moins 40 cm de terre
- Enlever les herbes dès leur apparition.

On ne saurait trop insister sur l'importance du désherbage des bassins, car les macrophytes croissantes sur le côté intérieur des digues peuvent engendrer des cycles difficiles à arrêter (herbes, moustiques, grenouilles, rongeurs, etc.). Les rats en particulier peuvent causer des dégâts importants en creusant des galeries dans les digues.

Pour le désherbage, on emploiera simplement des outils tels que des houes et des râtaux. Il faudra éviter que les herbes ne tombent dans l'eau.

Bassins facultatifs

Couche d'écume :

La surface des bassins facultatifs doit être libre de toute matière flottante (écume, papiers, plastique, huiles, graisses). Il faut également éviter la présence d'algues à la surface car elles peuvent provoquer des problèmes d'odeur en plus du fait de restreindre la lumière. Ces algues peuvent être dispersées à l'aide d'un jet d'eau. Les algues coulent au fond du bassin. Il est également possible de récolter les algues dans un coin du bassin à l'aide d'un râteau si l'action du vent est suffisante pour y pousser les macrophytes.

- Odeurs :

De mauvaises odeurs peuvent être produites par une surcharge organique, des matières toxiques ou une réduction de l'action du vent. La présence de matières toxiques dans l'affluent peut entraîner une perte d'efficacité importante. Dans un cas pareil, les mesures suivantes devront être prises :

- Analyser les eaux dans le laboratoire de l'ONAS afin de déterminer une éventuelle présence des métaux lourds.
- Isoler le bassin de la série en déviant les charges sur les autres séries.

- Courts-circuits dus aux macrophytes :

Des courts-circuits peuvent se produire dans les bassins facultatifs en raison de la présence d'algues dans le bassin. La présence de ces courts-circuits peut être détectée en faisant l'analyse de l'oxygène dissous en différents points du bassin. Si l'on mesure de grandes différences, il faut s'attendre à l'existence de courts-circuits. Pour y remédier, il suffira de retirer les macrophytes responsables.

- Moustiques :

La présence de moustiques dans les bassins facultatifs est principalement due aux plantes aquatiques émergentes à la surface. Les moyens suivants peuvent être utilisés pour réduire la présence de larves :

- Baisser le niveau du bassin : ceci aura pour effet d'exposer les larves au soleil et les tuer. Ce moyen est très efficace contre les larves d'insectes ;
- Il est également possible d'introduire des poissons carnivores dans le bassin.

- Macrophytes :

Comme pour les bassins anaérobies, il suffira d'enlever les plantes sur les côtés intérieurs des digues.

VII.1.1.2 CONTROLE DU FONCTIONNEMENT DE LA STEP ET LA STBV

Une fois la station construite, un programme précis d'évaluation du fonctionnement doit être appliqué. Ce programme d'évaluation (ou de surveillance) peut se diviser en deux actions distinctes :

- Les observations « de routines », menées par le personnel présent sur le site de la station.
- Les observations et mesures, effectuées moins fréquemment, en vue de déterminer l'efficacité des installations.

VII.1.1.2.1 Observations de routine

Le personnel à plein temps sur le site de la station sera chargé de la surveillance des bassins et des installations en général. Il devra s'assurer du bon écoulement dans les ouvrages de dégrillage, dans les mesures de débits (canal venturi à l'arrivée de la STEP), les conduites et les bassins de sédimentation et de lagunage.

Une fois par semaine, le chef de la station remplira une fiche de routine. Cette fiche contiendra les informations suivantes :

- Conditions météorologiques
- Description du fonctionnement des ouvrages de prétraitement

- Description du fonctionnement des ouvrages de lagunage

VII.1.1.2.2 Evaluation de l'efficacité du bassin

Une évaluation régulière mensuelle de la qualité de l'affluent permet de contrôler si les objectifs et les contraintes de qualité sont respectés lors de la décharge des effluents dans l'exutoire naturel.

De plus, si le fonctionnement de la station montre des signes de mauvais fonctionnement, les résultats des analyses permettraient d'en déterminer l'origine. Le programme d'évaluation de la qualité de l'effluent doit être simple et complet.

Les échantillons pourraient être récoltés une fois par mois et analysés dans le laboratoire de l'ONAS. Un petit laboratoire au niveau de la station est prévu pour effectuer des analyses simples (pH, conductivité, température etc.).

Etant donné que la qualité et le débit de l'effluent peuvent varier d'un moment à l'autre de la journée, il est préférable que les échantillons soient pris toujours au même temps entre 8 et 10 heures le matin. Ils seront conservés de manière appropriée avant d'être envoyés pour analyse. Pour évaluer le rendement épuratoire, des échantillons des eaux usées brutes et des eaux traitées seront envoyés au laboratoire chargé des analyses.

Enfin pour le réseau et les stations de pompage, une importance particulière devra être accordée à la maintenance préventive et à l'entretien des ouvrages et équipements divers pour assurer leur pérennité et leur bon état de fonctionnement afin de limiter les anomalies fonctionnelles :

✓ **Entretien et Maintenance**

Le manque d'entretien et de maintenance des ouvrages a une incidence conséquente sur les charges d'exploitation et sur le renouvellement des équipements.

Il faudra effectuer de manière périodique et régulière des opérations d'entretien et de maintenance des équipements.

Les tâches consistent aux travaux d'entretien permanent de l'ensemble des équipements et porte sur le respect des consignes d'entretien et de maintenance selon les normes définies par les constructeurs :

- Armoire électrique : vérification et contrôle des voyants lumineux, dépoussiérage, contrôle des protections, etc.
- groupe électrogène : relevés journaliers des compteurs, vérification et contrôle des indicateurs de niveau, nettoyage et changement de filtres, vidange, etc.
- réseau d'eau potable: suivi du rendement, vérification, détection et réparation des fuites d'eau, nettoyage ;
- maîtriser les pertes techniques et commerciales (dues au vandalisme et aux branchements clandestins) en vue de réduire les pertes de 35% à 15 %.

- station de pompage ou station de relevage : contrôle de débit, de clapet anti-retour, ventouse, vanne, etc.
- Les branchements au réseau d'eaux usées doivent se faire selon les normes requises ;
- Interdire les populations d'intervenir sur le réseau d'eaux usées à partir du décanteur jusqu'aux stations de pompage et veiller aux branchements clandestins sur le réseau;
- Interdire les populations de verser des matières solides dans le réseau d'eaux usées et d'ouvrir les regards de visite pour le drainage des eaux pluviales ;
- Faire le curage du réseau d'eaux usées et des ouvrages des stations de pompe à temps utile ;
- Procéder à l'entretien périodique des installations électriques, électromécaniques et hydrauliques des stations de pompage ;
- Contrôler le niveau des regards de décantation et veiller à leur vidange périodique ;
- Procéder au curage régulier du réseau d'eaux usées et continuer à sensibiliser les populations sur l'utilisation du réseau et sur les vols de plaques fonte ;
- Procéder au renouvellement des collecteurs d'eaux usées vétustes.

VII.2 ADAPTATION DU PROJET AUX CONDITIONS SOCIO-ÉCONOMIQUES

La réalisation envisagée de systèmes généralisés d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales dans la ville devrait agir comme effet d'entraînement, aussi bien chez les autorités qu'au sein de la population, dans la prise en compte et la résolution progressive des autres problèmes d'assainissement et plus généralement de cadre de vie ; et cela, d'autant plus que ce type d'ouvrage constitue une forte demande. Mais pour cela, il est nécessaire que l'implantation et la gestion de tels dispositifs soient envisagées en tenant compte des multiples contraintes qui constitueront les conditions globales dans lesquelles ces systèmes vont s'insérer. Ces contraintes sont d'abord liées à la nouveauté d'un tel ouvrage pour les eaux usées, et à la nécessaire période d'adaptation que son fonctionnement et sa gestion entraînent.

Les insuffisances relevées dans la gestion actuelle des eaux usées par la municipalité, et les pratiques impropres des ménages dans ce domaine, laissent craindre une gestion inappropriée de tels ouvrages, si des mesures d'accompagnement rigoureusement mises en œuvre ne sont pas envisagées pour créer un environnement adapté. La période de réalisation des systèmes d'assainissement pourrait être mise à profit pour mettre en place un dispositif d'ingénierie sociale fondé sur la connaissance du fonctionnement des systèmes, la formation des différents acteurs, la préparation et la sensibilisation des bénéficiaires. Il conviendra aussi, concernant les bénéficiaires, de veiller à la bonne gestion des questions liées à leur participation financière éventuelle au fonctionnement des installations, dans une ville où les conditions de vie de la plupart des habitants restent précaires.

CHAPITRE VIII. APPROCHE ECONOMIQUE

VIII.1 GÉNÉRALITÉS

Suite au choix des variantes, le plan d'investissement relatif à l'assainissement des eaux usées et pluviales de la ville de Podor a été établi selon le phasage des travaux défini ci-haut à savoir les travaux à court terme (horizon 2020), les travaux à moyen terme (horizon 2025) et les travaux à long terme (horizon 2030).

En outre, nous allons procéder à la détermination des coûts d'entretien et d'exploitation. On considère que les coûts d'entretien et d'exploitation représentent un pourcentage de l'Investissement.

VIII.2 PLAN D'INVESTISSEMENT

Suite au choix de la variante retenue, le plan d'investissement relatif à l'assainissement des eaux usées et pluviales (selon le phasage des travaux défini ci-haut) s'établit comme suit pour les différents horizons de planification :

- Horizon 2020 : Travaux à court terme
- Horizon 2025 : Travaux à moyen terme
- Horizon 2030 : Travaux à long terme.

Tableau 69 Récapitulatif des coûts d'investissement par horizon

DESIGNATION	MONTANT EN FCFA HT HD
VOLET EAUX USEES (VARIANTE 1 RETENUE)	
Horizon 2020	2 026 478 900
Horizon 2025	575 368 000
Horizon 2030	769 566 500
TOTAL EAUX USEES	3 371 413 400

DESIGNATION	MONTANT EN FCFA HT HD
EAUX PLUVIALES (VARIANTE 1 RETENUE)	
Horizon 2020	11 866 198 000
Horizon 2025	5 839 466 000
Horizon 2030	5 058 837 000

TOTAL EAUX PLUVIALES	22 764 501 000
-----------------------------	-----------------------

VIII.3 COÛTS D'EXPLOITATION

Au niveau d'une étude de plan directeur d'assainissement, les frais d'exploitation sont déterminés en pourcentage des coûts d'investissements. Le tableau ci-dessous présente ces pourcentages et ces coûts d'exploitation en fonction des différents ouvrages projetés.

Tableau 70 Frais d'exploitation par composante

VOLET EAUX USEES

Désignation	Montant Investissement	Pourcentage (%)	Coûts d'exploitation
Ouvrage d'assainissement autonome	243 000 000	1,5	3 645 000
Station de traitement de boues de vidange	64 000 000	2	1 280 000
Transport de boues de vidange	215 000 000	10	21 500 000
Station de traitement des eaux usées par lagunage naturel	430 000 000	3	12 900 000
Réseau d'assainissement collectif	1 556 875 000	2	31 137 500
Stations de pompage	277 000 000	5	13 850 000
TOTAL			84 312 500

VOLET EAUX PLUVIALES

Désignation	Montant Investissement	Pourcentage (%)	Coûts d'exploitation
Réseau d'assainissement de drainage	18 466 600 000	2	369 332 000
Stations de pompage	825 350 000	5	41 267 500
TOTAL			488 5 900

VIII.4 PROGRAMME PRIORITAIRE

D'INVESTISSEMENT

Les projets prioritaires sont identifiés à partir des projets à court terme (travaux à l'horizon 2020) en tenant compte du budget disponible pour les travaux.

Le coût des travaux prioritaires (horizon 2020) s'élèvent donc à :

DESIGNATION	MONTANT EN FCFA HT HD
VOLET EAUX USEES	
Travaux prioritaires	2 026 478 900

DESIGNATION	MONTANT EN FCFA HT HD
EAUX PLUVIALES	
Travaux prioritaires	11 866 198 000

On remarque que le coût des travaux prioritaires d'assainissement d'eaux pluviales est exorbitant. Cela est dû principalement au coût des travaux de 7 km de voirie (**6 720 000 000 FCFA HT HD**) qu'il importe de réaliser en première phase pour éviter l'ensablement rapide du réseau.

Ces travaux prioritaires concernent :

Pour le volet Assainissement eaux usées

- Réalisation de collecteurs gravitaires en PVC type assainissement DE 250 sur 8 000 ml
- Réalisation d'une station de pompage :
 - ↳ SPEU1 avec deux pompes (dont une de secours) de débit 100 m³/h chacune
HMT=13,2 m profondeur : 5.5m et une conduite de refoulement en PVC DE 200 PN10 sur 1050 ml
- Réalisation d'une station d'épuration de **type lagunage naturel** de capacité 28384 équivalents-habitants.
- Réalisation d'une station de traitement de boues de vidange
- Réalisation de 1284 branchements domiciliaires

Pour le volet Assainissement eaux pluviales :

- Réalisation de caniveaux en béton armé de section variable de 1 à 2.25 m² sur 7000 ml muni d'avaloirs.

CHAPITRE IX. CONCLUSION

Au terme de ce rapport, il ressort que les coûts des investissements relatifs aux travaux d'approvisionnement en eau potable et d'assainissement à réaliser d'ici l'horizon 2030 peuvent se présenter comme suit :

DESIGNATION	MONTANT EN FCFA HT HD
VOLET EAUX USEES	3 371 413 400
VOLET EAUX PLUVIALES	22 764 501 000
TOTAL GENERAL	26 135 914 400

Pour une amélioration du projet, les recommandations ci- dessous sont données :

Station d'épuration

Le choix du nombre de filières est dicté par des raisons de phasage, de réalisation et d'exploitation. La réalisation de la station avec deux filières permet d'avoir plus de souplesse pour s'adapter à l'évolution du taux de raccordement au réseau d'égout. En effet, en tranche prioritaire, il est possible de réaliser une filière, alors que la deuxième interviendra un peu plus tard.

Pour des raisons d'exploitation et d'entretien, il est préférable de réaliser les deux filières en même temps.

Réutilisation des effluents

La boue stabilisée et séchée pourrait être utilisée pour amender les sols en agriculture.

Les effluents traités pourraient être utilisés en arboriculture avec l'arrosage des plantes ou d'arbres fruitiers.

Maintenance préventive

Une importance particulière devra être accordée à la maintenance préventive et à l'entretien des ouvrages et équipements divers pour assurer leur pérennité et leur bon état de fonctionnement afin de limiter les anomalies fonctionnelles.