

REPUBLIQUE DE DJIBOUTI



MINISTRE DE L'AGRICULTURE, DE L'EAU,
DE LA PECHE ET DE L'ELEVAGE CHARGE
DES RESSOURCES HALIEUTIQUES



OFFICE NATIONAL DE L'EAU ET DE
L'ASSAINISSEMENT DE DJIBOUTI



FINANCEMENT UE- DELEGATION DE
GESTION A L'AFD



SCHÉMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE
L'AGGLOMERATION DE DJIBOUTI

MISSION C - ETABLISSEMENT DES CRITERES DE
CONCEPTION, DE DIMENSIONNEMENT ET DE COUTS

RAPPORT DE MISSION C



SIÈGE

6, rue Grôlée
69289 LYON CEDEX 02

Téléphone : 04 72 32 56 00
Télécopie : 04 78 38 37 85

cabinet-merlin@cabinet-merlin.fr

IMPLANTATION RÉGIONALE

Département International
6, rue Grôlée
69289 LYON CEDEX 02 – FRANCE

Téléphone : +33 (0) 4 72 32 56 47
Télécopie : +33 (0) 4 72 32 57 18

international@cabinet-merlin.fr

GRUPE MERLIN/Réf doc : 152139-108-ETU-ME-1-010

Ind	Établi par	Approuvé par	Date	Objet de la révision
A	M.WUITHIER	F. BOUVIN/ N.PIERRON	05/10/2017	Rapport Initial - Première émission

SOMMAIRE

1	RESUME	5
2	INTRODUCTION	7
3	LES MODES D'ASSAINISSEMENT	8
4	CONTRAINTES LIEES AU TERRITOIRE D'ETUDE	10
4.1	CONTRAINTES CLIMATIQUES.....	10
4.2	CONTRAINTES DE SITES	10
4.2.1	TOPOGRAPHIQUE	10
4.2.2	GEOTECHNIQUE	11
4.2.3	NAPPE SOUTERRAINE	11
4.2.4	URBANISATION	13
4.3	CONTRAINTES DIVERSES ACTUELLES IMPACTANT LE BON FONCTIONNEMENT DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT	14
4.3.1	GESTION DES DECHETS.....	14
4.3.2	RETEMENT DES VOIES	14
4.3.3	MISES EN CHARGE DU RESEAU.....	15
4.4	PROBLEMATIQUE H2S	15
5	CRITERES DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE COLLECTE DANS LE CADRE D'UNE FILIERE D'ASSAINISSEMENT COLLECTIF	20
5.1	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS	20
5.1.1	TYPES DE RESEAUX	20
5.1.2	DIAMETRE MINIMAL	21
5.1.3	MATERIAUX DES CANALISATIONS.....	21
5.1.4	PENTES ET VITESSES.....	24
5.1.5	PROFONDEUR DE POSE ET COUVERTURE.....	25
5.1.6	DIMENSIONNEMENT	25
5.1.7	PARTICULARITES DES RESEAUX DE REFOULEMENT	26
5.2	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE RELEVAGE OU DE REFOULEMENT	27
5.2.1	CONCEPTION HYDRAULIQUE.....	29
5.2.2	CONCEPTION EN GENIE CIVIL	30
5.2.3	CONCEPTION EN ELECTRICITE /CONTROLE COMMANDE	30
5.2.4	CONCEPTION EN VRD	30
5.3	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES DEVERSOIRS D'ORAGE / TROP PLEINS	31
5.4	CONCEPTION DES OUVRAGES DE DRAINAGE PLUVIAL.....	32
5.4.1	CANAUX.....	32
5.4.2	OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT.....	34
6	STATIONS D'EPURATION	36
6.1	QUALITE DE TRAITEMENT PROPOSEE	36
6.2	CRITERES DE CHOIX POUR LES FILIERES DE TRAITEMENT	37
6.2.1	LISTE DES PROCEDES APPLICABLES POUR DJIBOUTI.....	37
6.2.2	ANALYSE COMPARATIVE	47
6.3	PRECONISATION CONCERNANT LE CONTEXTE DJIBOUTIEN.....	50
7	TRAITEMENT COMPLEMENTAIRES POUR USAGES SPECIFIQUES DES EAUX USEES EPUREES ...	52
7.1	QUALITE NECESSAIRE DES EAUX USEES EPUREES POUR PERMETTRE LEUR REUTILISATION EN IRRIGATION	52
7.2	TRAITEMENTS COMPLEMENTAIRES A ENVISAGER POUR UNE REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITES EN AGRICULTURE.....	57
7.2.1	LES TRAITEMENTS EXISTANTS.....	57
7.2.2	PRECONISATION POUR REpondre AU BESOIN SPECIFIQUE DE DJIBOUTI	70
7.3	METHODES D'IRRIGATION LIEES A L'UTILISATION D'EAUX USEES TRAITES POUR L'AGRICULTURE	71
7.3.1	POUR L'IRRIGATION DE SURFACE.....	71
7.3.2	POUR L'IRRIGATION PAR ASPERSION	71
7.3.3	POUR L'IRRIGATION LOCALISEE.....	72
7.3.4	POUR L'IRRIGATION SOUTERRAINE.....	73
8	VALORISATION DES BOUES DE STATION D'EPURATION	74
8.1	VALORISATION PAR DIGESTION (SUR SITE).....	74
8.1.1	PRINCIPE	74
8.1.2	CHOIX DE LA FILIERE DE DIGESTION	76

8.2	VALORISATION SOUS FORME D'AMENDEMENT POUR L'AGRICULTURE (HORS SITE)	79
9	DISPOSITIFS DE REJETS EN MER	80
9.1	EXUTOIRE EN MER.....	80
9.2	CONCEPTION DES EMISSAIRES EN MER	80
10	CRITERES DE CHOIX ET DE CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES D'ASSAINISSEMENT AUTONOME.....	83
10.1	LES PARAMETRES INFLUENÇANT LE CHOIX POUR L'ASSAINISSEMENT AUTONOME.....	83
10.2	DIFFERENTS TYPES D'INSTALLATIONS D'ASSAINISSEMENT AUTONOME	84
11	ETABLISSEMENT D'UNE BASE DE DONNEE ECONOMIQUE ET FINANCIERE	87
11.1	LES RESEAUX.....	87
11.1.1	<i>COUTS D'INVESTISSEMENT</i>	<i>87</i>
11.1.2	<i>COUTS D'EXPLOITATION DU RESEAU.....</i>	<i>91</i>
11.1.3	<i>COUTS D'INVESTISSEMENT COMPOSES DES STATIONS DE POMPAGE.....</i>	<i>92</i>
11.1.4	<i>COUTS D'EXPLOITATION DES STATIONS DE POMPAGE</i>	<i>94</i>
11.2	LES STATIONS D'EPURATION.....	96
11.2.1	<i>COUTS D'INVESTISSEMENT</i>	<i>96</i>
11.2.2	<i>COUTS D'EXPLOITATION.....</i>	<i>98</i>
11.2.3	<i>VALORISATION DES EAUX USEES TRAITÉES ET DES BOUES DE VIDANGES.....</i>	<i>99</i>
11.3	FRAIS D'ETUDE ET DE SUPERVISION DES TRAVAUX.....	99
12	ANNEXES	100
12.1	BORDEREAU DE PRIX UNITAIRES DES TRAVAUX DE RESEAUX	100
12.2	Liste des documents de référence consultés	101

TABLE DES FIGURES

FIGURE 1 : PROFIL EN LONG DU TERRAIN NATUREL A BALBALA.....	10
FIGURE 2 : PROFIL EN LONG DU TERRAIN NATUREL A DJIBOUTI VILLE	10
FIGURE 3: PROFONDEUR DE LA NAPPE AU NIVEAU DE DJIBOUTI VILLE (BRL – 2005)	12
FIGURE 4 : FORMATION D'H2S	16
FIGURE 5 : EXTRAIT COUPE PR CHEICK OSMAN – CONCEPTION HYDRAULIQUE COMMUNE.....	29
FIGURE 6 : SECTIONS BETONNEES TRAPEZOÏDALES ET RECTANGULAIRES	32
FIGURE 7 : SECTIONS COMPLEXES	33
FIGURE 8 : RESUME DES AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTS TYPES DE SECTION ENVISAGEABLE	33
FIGURE 9 : CANAL A CIEL OUVERT DJIBOUTI EINGUELA – DECHARGE SAUVAGE DE DECHETS (MARS 2017) ...	34
FIGURE 10 : PONT PRESENTANT UNE RESTRICTION TRES FORTE A L'ECOULEMENT (SECTION OUVERTE TRES FAIBLE)	34
FIGURE 11 : ILLUSTRATION PONT LARGE	35
FIGURE 12 : ILLUSTRATION PONT MOYEN	35
FIGURE 13 : LAGUNAGE NATUREL - SCHEMA DE PRINCIPE.....	38
FIGURE 14 : LAGUNAGE AERE – SCHEMA DE PRINCIPE	39
FIGURE 15 : LAGUNAGE AERE - <i>DETAIL POSSIBLE DE DISPOSITION D'AERATION.....</i>	<i>39</i>
FIGURE 16 : LIT BACTERIEN – SCHEMA DE PRINCIPE	40
FIGURE 17 : BOUE ACTIVEE – SCHEMA DE PRINCIPE	41
FIGURE 18 : SBR – SCHEMA DE PRINCIPE	43
FIGURE 19 : BIOREACTEUR MEMBRANAIRE – SCHEMA DE PRINCIPE.....	44
FIGURE 20 : BIOREACTEUR MEMBRANAIRE – MISE EN ŒUVRE DU MODULE MEMBRANAIRE.....	44
FIGURE 21 : MBBR – SCHEMA DE PRINCIPE	46
FIGURE 22 : SYSTEME DE BIOFILTRATION APRES DECANTATION PRIMAIRE – SCHEMA DE PRINCIPE	47
FIGURE 23: PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN DIGESTEUR MESOPHILE (AGITE AU GAZ)	75
FIGURE 24 : TECHNOLOGIES DISPONIBLES POUR LE RECUEIL DES EFFLUENTS EN ASSAINISSEMENT NON COLLECTIF (SOURCE : GUIDE SMC N°4 – 2010)	84
FIGURE 25 : LATRINE A FOSSE VENTILEE	85
FIGURE 26 : LATRINE SURELEVEE	85
FIGURE 27 : LATRINE A SIPHON.....	86
FIGURE 28 : COUTS TOTAUX POUR LA POSE DE CANALISATIONS (FOURNITURE, POSE, REGARD, TERRASSEMENT,...)	90
FIGURE 29 : COUT D'UNE STATION DE POMPAGE EN FONCTION DE LA PUISSANCE INSTALLEE.....	92
FIGURE 30 : COMPARAISON DES MARCHES DE DJIBOUTI ET ABIDJAN POUR LES STATIONS DE POMPAGE (2017).....	94

TABLEAUX

TABLEAU 1 : FILIERES DE L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE	8
TABLEAU 2 : TABLEAU DE CHOIX PRECIS DES FILIERES D'ASSAINISSEMENT	9
TABLEAU 3 : H2S - RISQUES SANITAIRES POUR L'HOMME EN FONCTION DE LA DUREE D'EXPOSITION ET DE CONCENTRATIONS EN SULFURES.....	17
TABLEAU 4 : TABLEAU DE PREVISION DE FORMATION D'H2S (EXTRAIT DE L'OUVRAGE STATION DE POMPAGE D'EAU, ASTEE).....	17
TABLEAU 5 : NIVEAU DE REJET ACTUELLEMENT EN UTILISES	36
TABLEAU 6 : CRITERES DE COMPARAISON DES PROCEDES	37
TABLEAU 7 : BOUE ACTIVEE – PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT EN FONCTION DE LA CATEGORIE	42
TABLEAU 8 : DIRECTIVE DE LA FAO (1985) POUR LA REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITEES	53
TABLEAU 9 : DIRECTIVE DE L'OMS POUR LA REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITEES	54
TABLEAU 10 : NORMES POUR LA REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITEES POUR L'AGRICULTURE – PROJET DE LOI EN COURS	56
TABLEAU 11 : DESCRIPTION DES TRAITEMENTS DE DESINFECTION EXISTANTS	58
TABLEAU 12 : SEUILS REGLEMENTAIRES POUR LA REUTILISATION DES BOUES EN EPANDAGE AGRICOLE	79
TABLEAU 13 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTS TYPES DE LATRINES	86
TABLEAU 14 : COUTS TOTAUX POUR POSE DE CANALISATION EU– INSTALLATION DE CHANTIER COMPRISE..	88
TABLEAU 15 : ORIGINE DES COUTS UNITAIRES (DJF/ML)	89
TABLEAU 16: ORIGINE DES COUTS TOTAUX UNITAIRES (€ - TAUX DE CHANGE 213)	89
TABLEAU 14 : COUTS TOTAUX POUR POSE DE CANALISATION EP– INSTALLATION DE CHANTIER COMPRISE..	90
TABLEAU 17 : FRAIS DU PERSONNEL – SERVICE RESEAU	91
TABLEAU 18 : FRAIS DES RESSOURCES – ENGINs MOTORISES.....	92
TABLEAU 19: COUTS DE RENOUVELLEMENT DES STATIONS DE POMPAGE	95
TABLEAU 21 : COUTS DE RENOUVELLEMENT DES STEP.....	98

1 RESUME

Ce rapport dresse un bilan des critères de dimensionnements (des collecteurs et des ouvrages) ainsi qu'une base de prix, qui serviront de base pour l'établissement des préconisations d'aménagement du présent Schéma Directeur d'Assainissement. Il aborde également les différents critères de choix entre les modes d'assainissement envisageables selon les caractéristiques des quartiers à assainir : assainissement non collectif, assainissement semi-collectif, assainissement collectif.

Les critères de dimensionnements répondent à plusieurs objectifs :

- ✓ Le dimensionnement des ouvrages pour qu'ils répondent à leur rôle,
- ✓ L'adéquation des propositions face aux contraintes existantes sur le territoire d'étude, pour assurer une bonne viabilité et durabilité de l'aménagement.

Les contraintes recensées sur le territoire de l'Agglomération de Djibouti sont de différents types :

- ✓ Contraintes climatiques : Température moyennes variant entre 22 et 40 °C qui induisent un effluent chaud ;
- ✓ Contraintes de sites : Topographie (terrain plat sur Djibouti ville et pentes marqués sur Balbala), géotechnique (sol de type sédimentaire sur Djibouti ville et roches basaltiques sur Balbala), nappe souterraine (affleure dans certaines zones de Djibouti ville), urbanisation (densité de population très importantes dans certains quartiers : Arhiba, quartiers 2-3-4-5-7-7bis, Einguela, Ambouli, Balbala quartier ancien et alentours) ;
- ✓ Contraintes de gestion : déchets pouvant encombrer les réseaux, revêtement des voies (sables et terre pouvant encombrer les réseaux), mises en charge récurrentes du réseau en place)

Les critères de dimensionnements établis dans le présent rapport sont les suivants :

Ouvrages	Critères de conception et dimensionnement	
Réseaux	DN minimal gravitaire	EU strict = DN250 EP = DN300
	Matériau des canalisations	DN < 200 = PEHD DN > 200 = PRV
	Pentes et vitesses	Pente minimale = 0.3 % 0.3 m/s < V < 4 m/s en gravitaire V < 2 m/s en refoulement V < 1.5 m/s pour les canaux en terre
	Profondeur de pose	Profondeur maximale = 4 m Couverture minimale conseillée = 0.8 m (au maximum on peut aller à 0.5 m)
	Dimensionnement	Equation de Manning-Strickler – éviter toute mise en charge en réseaux gravitaires
Stations de pompage	Composantes	Regard d'arrivée (avec vanne de sectionnement, dégrilleur, trop plein), bêche de pompage (pompes immergées, barres de guidage, treuil de manutention, poires de niveau, ...), chambre à vanne, un local électrique, local de rangement, local de gardiennage, ...
	Dimensionnement	16h de pompage par jour maximum 6 démarrages par h et par pompe maximum

	Procédé préconisé en traitement	Boue activée
STEP et désinfection	Désinfection	Peu de surface au sol disponible : filtre rotatif en prétraitement + UV ou Chloration Importante surface disponible : filtre à sable en prétraitement + chloration
Valorisation des boues	2 types de valorisation possibles	Digestion Amendement pour l'agriculture
Assainissement autonome	Latrine à fosse ventilée, latrine surélevée, latrine à siphon	

Les prix principaux retenus dans la base de prix sont les suivants :

1) Réseaux d'eau usée – prix au ml :

Type de canalisation	Coût total avec installation chantier (DJF/ml)			Coût total avec installation chantier (€/ml)		
	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>
PEHD 90	45 612	70 184	65 591	214	330	308
PEHD 160	54 879	81 787	77 042	258	384	362
PRV 200	55 478	83 751	78 989	260	393	371
PRV 250	87 563	117 572	112 775	411	552	529
PRV 300	90 365	122 144	107 520	424	573	505
PRV 400	107 742	143 162	126 642	506	672	595
PRV 500	116 986	156 181	138 369	549	733	650
PRV 600	128 673	171 779	152 397	604	806	715
PRV 800	139 269	186 324	180 525	654	875	848

2) Stations de pompage - prix en fonction de la puissance installée :

Puissance installée (kWh)	Coût (kDJF)	Coût (€)
2	31 180	159 896
5	42 772	219 344
10	54 327	278 600
30	79 364	406 994
50	94 659	485 429

3) STEP - prix en fonction de la charge en EH à traiter :

Capacité (EH)	Coût (kDJF)	Coût (M€)
5 000	[250 000 ; 365 000]	[1.2 ; 1.7]
10 000	[500 000 ; 730 000]	[2.4 ; 3.4]
30 000	[1 500 000 ; 2 200 000]	[7.2 ; 10.3]
50 000	[2 500 000 ; 3 700 000]	[12 ; 17]
100 000	[5 100 000 ; 7 300 000]	[24 ; 34]
200 000	[10 200 000 ; 14 600 000]	[48 ; 68]
250 000	[12 700 000 ; 18 200 000]	[60 ; 85]

Ces coûts doivent être augmentés de 30% pour prendre en compte les investigations complémentaires, études et supervision des travaux ainsi que les imprévus.

2 INTRODUCTION

L'Office Nationale de l'Eau et de l'Assainissement de l'agglomération de Djibouti (ONEAD) a mandaté le Cabinet-Merlin pour la réalisation du Schéma Directeur d'Assainissement des Eaux Pluviales et Usées de l'agglomération de Djibouti. L'étude de schéma directeur lancée par l'ONEAD s'inscrit dans la volonté de mettre en place un outil d'aide à la décision dans le domaine des infrastructures d'eaux usées et pluviales afin d'améliorer la situation des populations en matière sanitaire et environnementale.

Il s'agit pour l'ONEAD d'obtenir, tel que formulé dans les termes de références :

- ✓ Un plan d'extension des réseaux primaires, secondaires et tertiaires permettant une augmentation significative des taux de raccordement au réseau,
- ✓ L'identification des mesures nécessaires pour améliorer l'hygiène publique et préserver les milieux récepteurs environnants,
- ✓ L'identification des mesures nécessaires pour assurer une bonne évacuation des eaux pluviales urbaines,
- ✓ Des propositions pour améliorer la gestion de l'assainissement autonome, notamment dans la zone de socle à faible infiltrabilité.
- ✓ Une estimation des besoins financiers en matière d'assainissement pour Djibouti à l'horizon 2030,
- ✓ Une stratégie de gestion de l'exploitation des infrastructures d'assainissement,
- ✓ Une vision de développement des infrastructures d'assainissement de Djibouti jusqu'à l'horizon 2030.

Cette étude se déroulera en 6 grandes phases principales :

- Mission A : Établissement des données de base : Collecte des données, enquêtes auprès des ménages, état des lieux environnemental, enquêtes auprès des industries polluantes, conception d'un SIG,
- Mission B : Analyse de l'évolution démographique et urbaine,
- Mission C : Établissement des critères de conception, de dimensionnement et de coûts,
- Mission D : Diagnostic et bilan de l'existant,
- Mission E : Appui à la maîtrise d'ouvrage par le choix d'un SIG, installation du SIG d'assainissement au sein de l'ONEAD,
- Mission F : Étude des options principales d'assainissement et du schéma de drainage pluvial,
- Mission G : Développement du scénario retenu.

Le présent rapport s'inscrit dans la mission C : Établissement des critères de conception, de dimensionnement et de coûts. Il en constitue le rapport principal et les annexes associées.

3 LES MODES D'ASSAINISSEMENT

Les choix en matière d'assainissement sont réalisés en tenant compte de la demande des populations, des exigences du milieu naturel, de la densité de la population, du contexte et des pratiques locales.

A l'échelle du territoire communal, il importe de considérer ces différentes filières (non collectif, semi-collectif et collectif) comme complémentaires : plusieurs filières d'assainissement peuvent cohabiter sur un même territoire :

Filière	Description	Atouts	Contraintes
Assainissement non collectif	Il s'agit de technologies qui permettent dans une concession le stockage des eaux usées (par ex. les latrines simples). Le stockage peut être doublé d'un prétraitement (comme les fosses septiques). Ces installations nécessitent le plus souvent des vidanges périodiques et un acheminement des boues de vidange vers des stations de dépotage et de traitement adaptées.	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissements faibles - Construction et réparation possibles avec des matériaux locaux - Techniques maîtrisables localement (ne nécessitent pas d'expertise technique lourde) - Source d'eau permanente non indispensable 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts de vidange - Risques sanitaires liés aux boues si elles ne sont pas hygiénisées - Risques de pollutions souterraines
Assainissement semi-collectif	Il s'agit de technologies, de type mini-réseau ou bloc sanitaires partagés ou mini réseaux pour les eaux grises et non collectif pour les excréta. Ces techniques permettent de regrouper les eaux usées et excréta produite à l'échelle d'un quartier ou de quelques maisons. Les eaux usées ainsi collectées peuvent faire l'objet d'un traitement sur place ou être acheminées directement vers une station de traitement.	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement et de fonctionnement moyens - Confort important - Extension possible en cas d'évolution de la population, - Evacuation permanent de la pollution loin du lieu de vie des populations 	<ul style="list-style-type: none"> - Conception et construction nécessitent l'appui d'experts - Entretien et maintenance nécessitent une main d'œuvre qualifiée
Assainissement collectif	Il s'agit des réseaux d'égouts auxquels sont directement connectés les ménages. Ces réseaux acheminent les eaux usées et excréta vers des stations de traitement qui réduisent la teneur en polluants des effluents avant rejet dans le milieu naturel.	<ul style="list-style-type: none"> - Confort important - Longue durée de vie du dispositif - Evacuation permanente de la pollution loin du lieu de vie des populations - Adapté pour les zones de fortes densités et de production importante d'eaux usées 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissements très élevés - Conception et construction nécessitent l'appui d'une expertise de haut niveau - Entretien et maintenance nécessitent une main d'œuvre qualifiée

Tableau 1 : Filières de l'assainissement liquide

Le choix entre chaque filière est fonction de différents critères physiques, urbains et socio-économiques. Ils sont présentés dans le tableau page suivante.

Critères	Filière d'assainissement non collectif	Filière d'assainissement semi-collectif	Filière d'assainissement collectif
Physiques			
Type de sol → Perméabilité du sol pour permettre l'absorption des EU → Caractère rocheux du sol	→ Certaines technologies de cette filière nécessitent un sol perméable car elles fonctionnent par infiltration partielle des eaux noires dans le sol. En cas de sol imperméable, il est nécessaire de mettre en œuvre des fosses septiques. → Ces technologies nécessitent le creusement du sol. S'il est rocheux, les coûts de construction seront fortement majorés et on sera contraint de surélever la fosse en veillant à que son volume soit le plus réduit possible.	→ Certaines technologies de cette filière nécessitent un sol perméable car elles fonctionnent par infiltration partielle des eaux noires dans le sol. En cas de sol imperméable, il est nécessaire de mettre en œuvre des fosses septiques. → Les coûts de creusement peuvent être prohibitifs pour la solution « mini réseaux » qui nécessite d'être intégralement enterrée. Pour les ouvrages autonomes de la filière les mêmes contraintes se posent que pour la filière assainissement non collectif.	→ Eligible quelle que soit la capacité d'absorption du sol → Coûts de creusement considérables
Nappe phréatique	Risque élevé de contamination de la nappe si elle est située à faible profondeur (<3 m) du fond des fosses. En cas de risque avéré de contamination, il faudra recourir à des fosses étanches ou étudier la faisabilité d'un assainissement semi-collectif ou collectif.	La solution technique « mini-réseaux », si elle est bien réalisée (réduction des risques de fuite), permet théoriquement de préserver la nappe de toute contamination, même si elle est peu profonde. Pour les ouvrages autonomes de la filière les mêmes contraintes se posent que pour la filière assainissement non collectif.	De même que pour les mini-réseaux la filière d'assainissement collectif (si elle est bien réalisée et si l'entretien des réseaux est régulier) permet en théorie de préserver la nappe de toute contamination, même si elle est peu profonde.
Topographie	Une très forte pente peut poser des difficultés pour les véhicules de vidange.	Les mini-réseaux de la filière d'assainissement semi-collectif nécessitent une pente suffisante (>1%) pour l'écoulement des effluents, ce qui peut nécessiter un surcreusement du sol (très onéreux).	Les réseaux de la filière d'assainissement collectif nécessitent une pente suffisante (>1%) pour l'écoulement des effluents, ce qui peut nécessiter un surcreusement du sol (très onéreux) et/ou l'installation d'ouvrages de pompage.
Densité de population	Ces technologies sont adaptées à des densités de population faibles (< 160 hab / ha)	Ces filières sont à mettre en œuvre dans les contextes de forte densité de population. Le recours à ces deux filières dans des zones faiblement peuplées d'une part génère des coûts d'investissement très élevés et difficiles à supporter, et d'autres part nécessite le rejet par les usagers de volumes d'eaux usées importants (pour garantir la bonne vidange du réseau et éviter tout colmatage).	
Urbains			
Surface disponible	2 m ² pour les latrines simples, VIP 5 m ² pour les fosses septiques 20 m ² pour les tranchées d'infiltration	Nécessite des accès sur voie public pour permettre l'entretien des réseaux.	
Statut foncier	Ces filières peuvent être développées dans les quartiers non lotis où les résidents ne disposent pas de titre de propriété. Néanmoins, en cas de lotissement ultérieur de la zone, une partie des ménages risque d'être expulsée.		Au regard de la dimension collective de cette filière et du montant des investissements en jeux, elle nécessite, pour être développée, des zones loties avec des statuts fonciers clairs et précis.
Socio-économiques			
Consommation d'eau potable	S'adapte aux différents niveaux de consommation d'eau	Pour un mini réseau eaux grises et eaux noires : une consommation moyenne à forte est nécessaire pour éviter tout risque de colmatage. Pour un mini réseau eaux grises uniquement, une consommation faible sera suffisante.	Une forte consommation d'eau des ménages est indispensable pour garantir le bon fonctionnement du réseau.
Capacité d'investissement	Montants d'investissements faibles à moyens selon les options techniques	Montants d'investissement moyens à élevés selon les options techniques	Montants d'investissement élevés
Compétences locales de gestion technique	Les compétences techniques nécessaires pour les technologies de cette filière sont généralement faibles. Une formation est néanmoins parfois nécessaire	Compétences nécessaires pour le mini-réseau : généralement élevées	Compétences nécessaires élevées
Compétences locales de gestion financière	Compétences de gestion financières faibles et mobilisables localement		

Tableau 2 : Tableau de choix précis des filières d'assainissement

4 CONTRAINTES LIEES AU TERRITOIRE D'ETUDE

Ce premier chapitre fait une synthèse des différentes contraintes recensées sur le territoire de l'agglomération de Djibouti et liées à l'assainissement (autonome, collectif, traitement, valorisation).

4.1 CONTRAINTES CLIMATIQUES

Le climat à Djibouti est un climat désertique chaud, les températures moyennes oscillent entre 22 et 40 °C sur l'année. De fait, la température de l'effluent est élevée (35°C selon les résultats d'exploitation en entrée de la STEP Douda).

Les précipitations sont rares, faibles et irrégulières bien qu'en règle générale, dans la région de Djibouti ville, on les observe principalement durant la saison fraîche soit entre début Octobre et fin Avril.

4.2 CONTRAINTES DE SITES

4.2.1 TOPOGRAPHIQUE

La topographie sur le secteur d'étude se caractérise par des pentes très marquées sur la colline de Balbala et des pentes quasi nulles sur la partie Djibouti ville. Les profils en long ci-dessous sont issus des données topographiques et montrent les variations d'altitude du terrain naturel à Balbala et à Djibouti Ville.

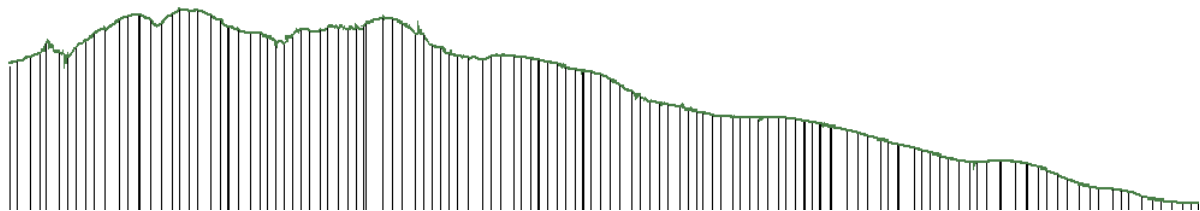


Figure 1 : Profil en long du terrain naturel à Balbala



Figure 2 : Profil en long du terrain naturel à Djibouti Ville

Ce contexte topographique particulier est à prendre en compte pour les choix d'assainissement et la conception :

- 1) Choix de la filière d'assainissement (non collectif, semi-collectif, collectif) : besoin d'une pente minimale pour le transfert des effluents en réseaux, de fortes pentes peuvent empêcher l'accès par les véhicules de vidanges aux systèmes autonomes,
- 2) Conception des réseaux :
 - a. Suivre le profil ascendant du terrain naturel et notamment les talwegs sur Balbala afin de limiter les sur-profondeurs des réseaux et/ou la mise en place de stations de pompage,
 - b. Planter les réseaux à une profondeur permettant une pente suffisante pour l'autocurage sur Djibouti ville. La faible profondeur de la nappe limite la profondeur maximale envisageable, de fait la mise en place de poste de refoulement pourra parfois être nécessaire afin d'éviter d'avoir des réseaux noyés.

4.2.2 GEOTECHNIQUE

Plusieurs études géotechniques ont été réalisées dans le cadre de divers projets antérieurs ou en cours :

- 1) le projet PEPER lié à l'eau potable et l'implantation de l'usine de dessalement d'eau de mer :
 - Prospections géotechniques dans la région marine et dans le site de la station de dessalement (projet PEPER),
 - Prospection géotechniques au niveau du tracé de la conduite de refoulement du projet d'assainissement de Balbala,
 - Prospection géotechniques dans le site du réservoir AEP 5000 m³ ;
- 2) Le projet de construction des bâches des stations de pompage assainissement S2 et S3 ;
- 3) Le projet de construction de la STEP DOUDA, la collecte des EP quartiers gabodes, et le prolongement du canal Saline Ouest,
- 4) Le projet d'assainissement de Balbala (essais réalisés sur le tracé du nouveau réseau entre Balbala et Djibouti),

Il ressort de ces études une disparité bien marquée des sous-sols rencontrés sur le territoire de l'agglomération de Djibouti :

- Territoire de Balbala : Roche basaltique ou madrépores au minimum à 1.5 m de profondeur sinon affleurante,
- Territoire de Djibouti-ville : Sol de type sédimentaire (sables, argiles, galets),
- Vers Douda : Sol sableux (1m de profondeur) sur un substratum rocheux (basalte ou madréporite).

Ce contexte de géologie du sous-sol est à prendre en compte pour les choix d'assainissement et la conception :

- 1) **Choix de la filière d'assainissement (non collectif, semi-collectif, collectif) :**
 - a. **Assainissement non collectif : le coût pour la mise en place de fosse sera plus important et le choix du type de fosse devra plus se porter sur des latrines sur-élevées ;**
 - b. **Assainissement collectif : Coût important de la pose de réseaux en sol rocheux.**
- 2) **Conception des réseaux :**
 - a. **La réalisation de travaux au niveau des terrains rocheux nécessitera des excavations à brise roche et pelle mécanique. Il sera nécessaire de tenir compte d'une plus-value pour le chiffrage de travaux d'assainissement dans ces zones.**

4.2.3 NAPPE SOUTERRAINE

La nappe souterraine est peu profonde voir affleurante en certaines zones sur le territoire de Djibouti-ville, la carte page suivante en témoigne.

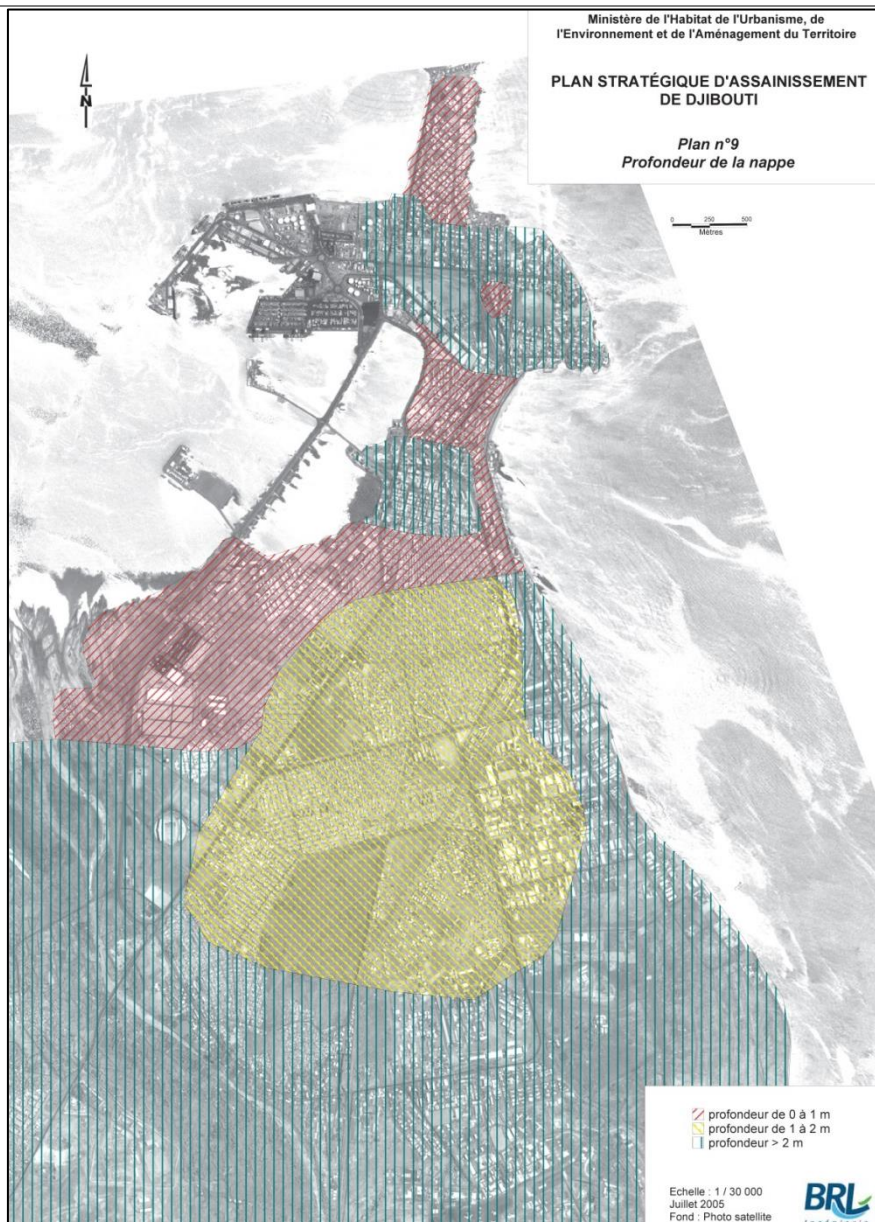


Figure 3: Profondeur de la nappe au niveau de Djibouti ville (BRL – 2005)

Au-delà de la problématique que la nappe représente pour les réseaux (intrusion potentielle et sur-débits, usure, corrosion...), sa présence devra être prise en compte pour les études découlant des programmes de travaux du Schéma Directeur.

Ce contexte de profondeur de nappe est à prendre en compte pour les choix d'assainissement et la conception :

- 1) **Choix de la filière d'assainissement (non collectif, semi-collectif, collectif) :**
 - a. **Assainissement non collectif : Non recommandé dans cette situation ;**
 - b. **Assainissement collectif : Plus adapté que l'assainissement non collectif si travaux réalisés dans les règles de l'art ;**
- 2) **Conception :**
 - a. **De l'assainissement non collectif : le choix du type de fosse devra absolument se porter sur des fosses étanches et il sera nécessaire de vérifier s'il n'y a aucun risque de remontée du fait de la poussée d'Archimède (besoin de lestage de la fosse à examiner);**
 - b. **Des réseaux :**

- i. **La faible profondeur de la nappe dans certains quartiers de la ville de Djibouti (Cité Arhiba, Einguela, Quartier 1, La Plaine, quartier 3, 4, 5 et 6, zone industrielle sud) limite les profondeurs maximales d'implantation des réseaux, et pourra nécessiter la mise en place de stations de pompage pour les extensions futures de réseaux ;**
- ii. **La poussée d'Archimède est bien moindre que pour une fosse mais elle reste à vérifier en cas de mise en place de réseaux risquant d'être sous le niveau haut de la nappe.**

4.2.4 URBANISATION

L'urbanisation, via la densité de population, les surfaces disponibles et le statut foncier, peuvent influencer sur le choix du type d'assainissement à mettre en place dans certains quartiers (Cf Chapitre 3).

Sur l'agglomération de Djibouti nous retiendrons principalement que :

- ✓ Les densités sont très importantes (> 300 hab/ha) dans les quartiers de Arhiba, quartiers 2-3-4-5-7-7bis, Einguela, Ambouli, Balbala (Balbala Ancien et alentours) ;
- ✓ Certains quartiers ne sont pas lotis, les nouveaux résidents s'installent où il y a de la place sans avoir de titre de propriété notamment sur les voies ;
- ✓ D'importants projets d'urbanisation sont prévus à horizon 2036, l'agglomération de Djibouti présente un taux de croissance particulièrement élevé.

Ce contexte d'urbanisation est à prendre en compte pour les choix d'assainissement et la conception :

1) Choix de la filière d'assainissement (non collectif, semi-collectif, collectif) :

- a. **Assainissement non collectif : intéressant dans les quartiers riches, peu dense et éloignés du réseau collectif. Ne convient pas pour les quartiers présentant des densités supérieures à 160 hab/ha ;**
- b. **Assainissement semi-collectif : Les structures d'assainissement non collectifs communes peuvent représenter une solution pour les quartiers très denses, éloignés du réseau et habités par une population à très faible revenu. Les structures de mini réseaux ;**
- c. **Assainissement collectif : Plus adapté pour les quartiers denses, mais besoin d'un accès continu aux réseaux et donc d'un espace lotis un minimum pour assurer cet accès via les voiries ou trottoirs.**

2) Conception :

- a. **Des réseaux :**
 - i. **L'évolution constante de l'urbanisation sera à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement collectif, afin qu'ils répondent au besoin en situation future, tout en conservant une bonne adaptation à la situation actuelle sous risque de mal vieillir ;**
 - ii. **Veillez à implanter les réseaux de sortes qu'ils soient toujours accessible pour leur entretien (situation actuelle + situation future).**

4.3 CONTRAINTES DIVERSES ACTUELLES IMPACTANT LE BON FONCTIONNEMENT DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

4.3.1 GESTION DES DECHETS

La gestion des déchets sur le territoire de Djibouti agglomération est un point particulièrement important étant donné les désordres générés sur les réseaux d'assainissement. En effet, nous avons distingué plusieurs problèmes liés à la gestion des déchets en Mission A :

- Une collecte des déchets déficiente (déchets dans les rues,, décharges sauvages, quartiers non accessibles par les éboueurs), même si grandement améliorée depuis 10 ans (création du centre d'enfouissement de Douda) et en cours d'amélioration avec le projet de gestion des déchets solides en cours (prévus : augmentation du nombre de camions éboueurs, construction de 8 points de regroupement des déchets sur Balbala + sensibilisation et restructuration des pré-collecteurs informels travaillant dans les zones non accessibles par les camions) ;
- Une quantité importante de déchets se retrouve dans les réseaux d'assainissement (enfouissement volontaire dans les réseaux par les habitants, déchets recouvrant les grilles sur l'espace public). Pourtant le règlement assainissement de l'ONEAD interdit les rejets de déchets dans les réseaux d'assainissement, mais il semble que cette disposition ne soit pas respectée par les habitants. En effet, peu de moyens existent à ce jour pour contrôler l'application du règlement assainissement.

Ce point devra être pris en compte lors de la conception des réseaux :

- **Réseaux pluviaux : envisager la pose de grilles horizontales et verticales en bordure de trottoir pour permettre l'engouffrement des eaux pluviales malgré des dépôts de déchets ; imposer un diamètre minimal à DN300 ;**
- **Réseau d'assainissement strict : Eviter toute ouverture de surface sur les réseaux en supprimant les grilles existants actuellement sur le réseau EU strict, en remplaçant rapidement les tampons cassés, en limitant la mise en place de tampons facilement ouvrables par les habitants non habilités à les ouvrir ;**
- **Poste de refoulement : Mise en place systématique de dégrilleurs en entrée de l'ouvrage.**

Un point important, hors conception des réseaux, est une méthode préventive qui consiste en l'amélioration de la collecte des déchets et la sensibilisation des habitants.

4.3.2 REVETEMENT DES VOIES

En supplément de la problématique liée aux déchets, d'importants problèmes sont liés aux intrusions de sable et de terre dans les réseaux. En effet, la majorité des voies sur l'agglomération de Djibouti ne sont pas revêtues, elles sont donc en terre.

Lors de l'apparition d'épisodes pluvieux la boue va s'immiscer dans les réseaux d'assainissement munis de grilles et poser des problèmes d'ensablement des réseaux. Ces derniers peuvent, avec le temps, se boucher entièrement et nécessiter leur ouverture complète pour un curage complet.

Il sera nécessaire de prendre en compte ces éléments lors de la mise en place de nouveaux réseaux en évitant la mise en place de grilles sur les réseaux d'assainissement strict, ainsi qu'en favorisant les vitesses des effluents pour limiter la décantation en réseau (respect d'une pente minimale). Il faudra également supprimer à terme les grilles existantes sur les réseaux d'eau usée stricte.

Concernant les réseaux pluviaux, le sable bouche les grilles et les réseaux. Les solutions envisageables sont les suivantes :

- **Méthode préventive : revêtement de la voirie (pavés, bitume, etc...), entretien plus fréquent pour dégager les tas de sables existants au bord des voies,**
- **Méthode curative de curage plus fréquent des réseaux.**

4.3.3 MISES EN CHARGE DU RESEAU

Les réseaux d'assainissement existant actuellement sont amenés à être en charge fréquemment pour différentes raisons :

- L'apparition de bouchons dans les réseaux empêchant les effluents de s'écouler normalement,
- Les marnages niveau haut des bâches de pompage fixés actuellement à une cote trop élevée engendrant systématiquement une mise en charge des réseaux avant l'enclenchement du pompage. Cela peut témoigner d'un sous dimensionnement de l'ouvrage de pompage.

Ces mises en charge en réseau induisent une stagnation des effluents sur d'importants temps de séjour, et un développement en milieu anaérobie. Ces conditions entraînent le risque que l'effluent prenne alors une caractéristique septique, et que du H₂S se dégage dans les réseaux.

Ces mises en charge témoignent d'un manque de capacité de transfert des réseaux de collecte. Afin de limiter leur apparition nous préconiserons :

- **De limiter la mise en place de faibles diamètres de canalisation pouvant facilement être bouchés par des matières solides ;**
- **De dimensionner les postes et de fixer les poires de niveau haut des stations de pompage de sorte à éviter toute mise en charge des réseaux amont.**

Le fonctionnement actuel des réseaux est également à prendre en compte pour le choix de la filière de traitement, bien que ce soit problème soit à régler en priorité.

4.4 PROBLEMATIQUE H2S

L'hydrogène sulfuré (H₂S) est un gaz produit en milieu «anaérobie» (sans oxygène) par les bactéries «sulfato-réductrices». Les stagnations et mises en charge en réseau induisent un milieu anaérobie propice à la dégradation des sulfates par ces bactéries sulfato-réductrices.

Les bactéries sulfato-réductrices se retrouvent soit dans l'effluent, soit dans le «biofilm» constitué de biomasse et de matériaux divers. Il se forme sur les parois des postes de refoulement et des canalisations.

Dès que la concentration en oxygène est faible, il y a formation d'H₂S. Ce phénomène se rencontre surtout sur de longues sections de refoulement et sur les tronçons gravitaires à faible pente. Il s'accompagne généralement d'une dégradation des ouvrages (en particulier de sortie du refoulement et bache des stations de refoulement) mais également des conduites.

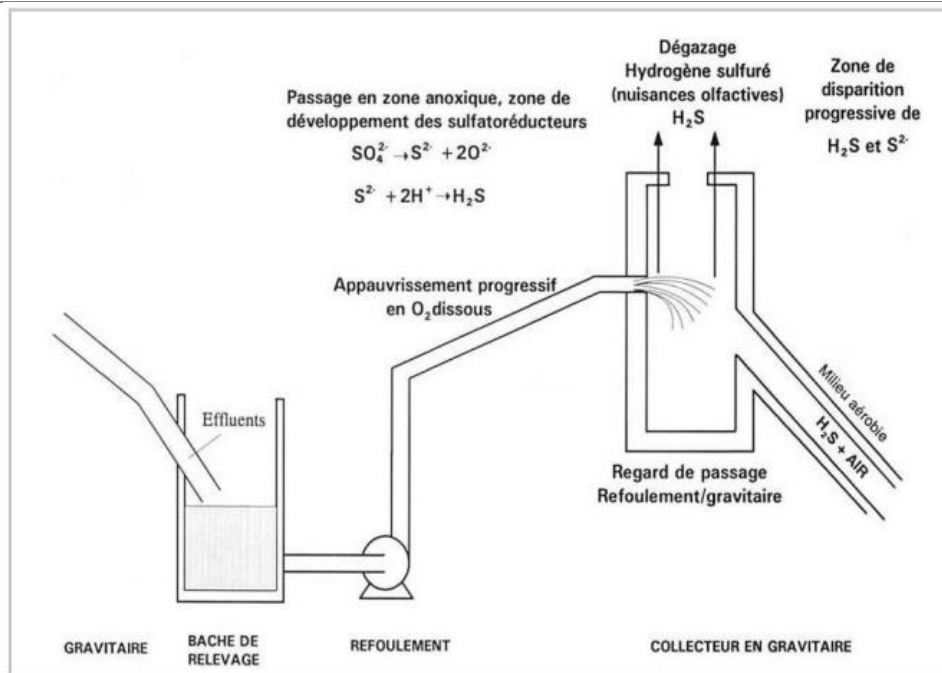


Figure 4 : Formation d'H2S

Les facteurs influençant l'H2S sont :

- Les faibles vitesses d'écoulement qui favorisent les dépôts et le biofilm,
- Les temps de séjour de l'effluent en zone anaérobie. Un temps de séjour > à 3 heures est favorables à la réduction des sulfates, le milieu s'appauvrissant en oxygène pour devenir très réducteur. Ce temps maximal est plus court si l'effluent est déjà septique.
- la température de l'effluent. Une augmentation de la température favorise le développement des bactéries sulfato-réductrices avec une croissance optimale à 41°C selon le modèle de Drew et accélère la consommation d'oxygène dissous par les bactéries aérobies.
- Le potentiel d'oxydo réduction. La réduction des sulfates par les bactéries sulfato-réductrices a lieu dans un domaine de potentiel redox compris entre -200 et -300mV/EHN,
- La concentration en oxygène dissous. Une concentration > 1 mgd'O₂.L⁻¹ inhibe les bactéries sulfato-réductrices,
- La concentration en sulfates et en matières organiques,
- Le pH...

4.4.1.1 Rappel de la toxicité de l'H2S chez l'homme

L'hydrogène sulfuré est absorbé par inhalation. L'absorption cutanée est minime. L'intoxication humaine a lieu essentiellement par voie respiratoire. L'hydrogène sulfuré ne s'accumule pas dans l'organisme.

Suivant sa concentration, H2S est plus ou moins toxique. Son danger provient du fait qu'à forte teneur le nerf olfactif est paralysé : la détection par l'odorat n'est donc pas un critère de sécurité.

Le tableau suivant détaille les concentrations en ppm et les effets observés associés (source Institut national (français) de recherche et de sécurité - INRS) :

Concentration en H ₂ S ppm	Durée d'exposition				Commentaire
	¼ h	¼ h à 1 h	1 h à 4 h	4 h à 8 h	
10				Irritation oculaire	Concentration maximale pour une exposition prolongée
50-100	Perte de l'odorat	Irritation oculaire		Danger en cas d'exposition continue	Conditions de travail exigeant des mesures de protection
150-200	Perte de l'odorat	Irritation oculaire et respiratoire	Détrousse respiratoire et asthénie		
300-400	Perte de l'odorat Irritation oculaire et respiratoire asthénie	Détrousse respiratoire grave et asthénie	œdème pulmonaire et risque de mort		Risque de mort en l'absence de prise de mesures adaptées
500-1000	Perte de conscience, détresse pulmonaire	œdème pulmonaire et risque de mort			
>1000	Perte de conscience immédiate et détresse pulmonaire				

Tableau 3 : H₂S - Risques sanitaires pour l'homme en fonction de la durée d'exposition et de concentrations en sulfures

4.4.1.2 Evaluation du risque d'H₂S dans les réseaux d'assainissement de Djibouti Agglomération

Il est possible de prévoir la formation d'H₂S à partir d'une grille d'évaluation des risques, permettant de faire une première approche satisfaisante. Ce tableau est fourni ci-dessous :

Température Note	5 °C 0	10 °C 2	15 °C 4	20 °C 10	> 20 °C 20
Temps de séjour Note	1 h 0	3 h 1	6 h 4	12 h 6	24 h 15
Vitesse flux moyen (Vitesse inst. < 1 m/s ⁻¹) Note (Vitesse inst. > 1 m/s ⁻¹)	1 m · s ⁻¹ 0	0,8 m · s ⁻¹ 1	0,6 m · s ⁻¹ 2	0,4 m · s ⁻¹ 6	0,2 m · s ⁻¹ 10
Historique effluent mw : EH Note	+ 200 0	+ 100 3	0 15	100 30	200

Tableau 4 : Tableau de prévision de formation d'H₂S (extrait de l'ouvrage station de pompage d'eau, ASTEE)

Si la somme des points attribués à chacun des critères est :

- comprise entre 0 et 5, il y a un **risque nul**,
- comprise entre 5 et 10, il y a un **risque faible**,
- comprise entre 10 et 20, il y a un **risque important**,
- comprise entre 20 et 30, il y a un **risque certain**.

Les notes attribuées au seul critère de la température de l'effluent donnent une évaluation du risque de formation d'H₂S à « certain » sur l'intégralité des infrastructures de pompage.

Les zones à risques sont les endroits où se produit un phénomène de dégazage, c'est-à-dire au débouchage d'une conduite de refoulement dans un ouvrages gravitaire dans des conduites à écoulement sous pression ou gravitaire en charge, comportant des poches d'air (points hauts), aux exutoires de canalisations, aux endroits où on observe un élèvement sensible de la température, dans les zones de temps de séjour élevé.

4.4.1.3 Solutions proposées

Afin de limiter les désagréments, les dégradations et les éventuels accidents liés à cette formation d'H₂S dans les réseaux, il est proposé de retenir les principes suivants :

- **Ventilation « naturelle » des bâches des postes de refoulement, via la mise en place d'un tuyau qui dirigera l'air jusqu'à la cote fil d'eau d'alimentation du poste de refoulement considéré. Ce dispositif sera complété par une cheminée d'aération haute mise en œuvre afin d'évacuer l'H₂S suffisamment haut et loin des populations à risques (écoles, hôpitaux...) mais également des locaux électrique en particulier. Cette cheminée devra être d'une hauteur minimale > à la cote des bâtis environnants les plus haut + 1,5 m,**
- **Ventilation « naturelle » des bâches des réseaux gravitaires en aval des refoulements, via la mise en place d'un tuyau qui dirigera l'air jusqu'à la cote fil d'eau d'alimentation du poste de refoulement considéré. Ce dispositif sera complété par une cheminée d'aération haute mise en œuvre afin d'évacuer l'H₂S suffisamment haut et loin des populations à risques (écoles, hôpitaux...) mais également des locaux électrique en particulier. Cette cheminée devra être d'une hauteur minimale > à la cote des bâtis environnants les plus haut + 1,5 m,**
- **Mise en œuvre de regards de rupture (entre refoulement et gravitaire) en matériau inerte à l'H₂S,**
- **Au niveau des regards de visite des réseaux gravitaires (en aval des refoulements) sous accotement, fourniture et mise en œuvre de tampon de voirie ventilé scellé. Dans cette configuration le regard de visite est à relever par rapport au TN afin de se prémunir au maximum d'éventuelles intrusions des eaux pluviales de ruissellement dans les nouvelles installations.**
- **Balisage de sécurité préventif adéquat au niveau de chaque poste de refoulement,**



Par exemple :

relevés (sources de chute) et trappes

+ peinture voyante au niveau des éventuels

- **Respect des consignes de sécurité pour le personnel exploitant, décrites dans le § suivant et affichées au niveau de chaque poste de refoulement,**

Il pourra être étudié la mise en place de traitement spécifique de l'H₂S : injection d'air comprimé, d'oxygène pur, de peroxyde d'hydrogène, ajout de sels de nitrates, de sels de fer, de nitrate ferrique.

4.4.1.4 H2S et consignes de sécurité

Les consignes de sécurité suivantes doivent être rappelées sur chaque site de poste de refoulement, afin que le personnel exploitant puisse s'y référer facilement. Elles sont les suivantes (et peuvent bien entendu être complétées par le personnel exploitant) :

- Avoir toujours au minimum un homme en surface,
- Avant toute descente :
 - Curer les bâches de pompage,
 - Contrôler l'atmosphère depuis l'extérieur des ouvrages. Il existe à cet effet des appareils automatiques tri-fonctions : explosimètre, manque d'oxygène, présence d'H2S. Ne pas oublier de contrôler ces appareils régulièrement,
 - Assurer une ventilation par ouverture des tampons et des trappes amont et aval. Ouvrir les trappes d'accès (en maintenant les barreaux antichutes baissés pour protéger des risques de chutes éventuelles) le temps d'aller chercher l'échelle mobile dans le local de rangement et de la mettre en place, une fois l'atmosphère contrôlée par l'extérieur. Si c'est insuffisant, installer un ventilateur fonctionnant sur batterie afin de créer une ventilation forcée.
- Pendant le travail dans l'ouvrage, le personnel doit être équipé :
 - d'un harnais par homme et d'une longe de sauvetage de 20 mètres.
 - d'un détecteur de gaz tri-fonctions (oxygène, risque d'explosion, H2S).
- En cas d'alerte, évacuer au plus tôt l'ouvrage.
- En cas d'accident : prévenir → protéger → secourir.
 - Vérifier l'atmosphère avant de porter secours : un accidenté suffit. Ne jamais descendre sans être équipé d'un masque. Sortir au plus tôt la victime à l'air libre.

5 CRITERES DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE COLLECTE DANS LE CADRE D'UNE FILIERE D'ASSAINISSEMENT COLLECTIF

Le Schéma Directeur d'Assainissement de l'Agglomération de Djibouti a pour objectif de développer en détail un scénario retenu à partir des différents scénarios étudiés en *Mission F – Etudes des options principales d'assainissement et du schéma de drainage pluvial*. L'horizon d'aménagement est 2036.

Une programmation détaillée des investissements du premier plan quinquennal sera réalisée au stade APS (étude d'avant-projet sommaire).

Les critères de conception présentés dans les chapitres suivants répondent aux besoins du Schéma Directeur (stade APS maximum) et ne vont pas jusqu'au degré de précision d'un APD (justification de la tenue mécanique des réseaux, évaluation de la nécessité de lestage des réseaux, aménagements particuliers pour les traversées, équipements à mettre en place dans les réseaux gravitaires, conception de butées en béton, dimensionnement de ballon anti-bélier,...). Les aléas liés à ces éléments seront pris en compte dans le chiffrage du scénario final retenu dans le cadre du Schéma Directeur par le calcul d'une enveloppe imprévue additionnelle au coût total et de facteur 1.2.

5.1 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

5.1.1 TYPES DE RESEAUX

Différents types de réseaux peuvent être mis en place :

- ✓ Réseaux unitaires : Le système unitaire collecte les eaux usées et les eaux pluviales dans les mêmes canalisations ;
- ✓ Réseaux pseudo séparatif : le système pseudo-séparatif reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations. C'est un système où les eaux pluviales sont divisées en deux parties :
 - Les apports d'eaux pluviales provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement avec les mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques ;
 - Les apports d'eaux pluviales provenant des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà existants (caniveaux, aqueducs, fossés,...) ;
- ✓ Réseaux séparatifs : Ils comprennent deux systèmes de collecte séparés pour les eaux usées et les eaux de pluie.

Le réseau séparatif permet de mieux gérer les brutales variations de débit dues aux fortes pluies et d'éviter ainsi les débordements d'eaux usées vers le milieu naturel, et les remontées chez les abonnés non munis de clapet. De plus, il permet de mieux adapter la capacité des stations d'épuration et les traitements en fonction de l'origine de l'eau : eaux usées issues des utilisations domestiques de l'eau potable (WC, salle de bains, cuisine, buanderie, etc...) ou eaux pluviales (eaux de ruissellement et toitures, de drainage, etc...).

C'est pour ces raisons, additionnées des contraintes sur Djibouti¹ que nous préconisons la mise en place de réseaux séparatifs sur l'agglomération de Djibouti.

¹ Problèmes de déchets/terre s'engouffrant via les grilles dans les réseaux et problèmes de faibles pentes/vitesses à maintenir dans les réseaux d'eau usée pour permettre l'autocurage : il faut donc éviter les sections trop importantes pour l'eau usée

5.1.2 DIAMETRE MINIMAL

L'instruction Technique 77 préconise les valeurs minimales suivantes pour un système séparatif :

- ✓ Réseaux eaux usées : Un diamètre minimum de 250 mm sera retenu, pour permettre le curage et éviter les bouchons tout en maintenant une vitesse suffisamment importante pour limiter la décantation en réseau et favoriser l'autocurage ;
- ✓ Refoulement : Un diamètre minimum de 90 mm sera retenu ;
- ✓ Réseaux eaux pluviales: Un diamètre minimum de 300 mm sera retenu.

5.1.3 MATERIAUX DES CANALISATIONS

Dans le cas de l'agglomération de Djibouti, le type de matériaux à utiliser dépend des éléments suivants :

Paramètre à prendre en compte	Risque lié
Type d'effluent (EU, UN, EP)	Abrasion interne
Type d'assainissement (gravitaire ou refoulement)	Pression
Présence de la nappe (avec phénomène de biseau salé)	Corrosivité externe
Septicité de l'effluent	Corrosivité interne
Résistance mécanique	Déformation et risque de casse
Diamètres	Obstruction et pertes de charge générées
Coût	

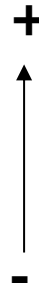
Les matériaux existant sur le marché sont :

- FONTE DUCTILE
- BETON ARME
- BETON NON ARME COMPRIME
- Fibro-Ciment
- Béton âme tôle
- Grès
- PEHD
- PVC
- PRV
- Fossé en terre ou enrochement.

Par expérience, nous ne retiendrons pas le fibro-ciment, le grès et le béton non armé pour des questions de précautions de pose, de mise en œuvre et de durabilité.

Le tableau suivant présente un classement des différents matériaux en fonction de leurs qualités techniques et de leur coût :

Qualités techniques	Prix
Fonte ductile	PE / PP / Fonte ductile
PRV / PE / PP	PRV
Grès	Grès
PVC	PVC
Acier	Acier
Béton	Béton



Les différents matériaux présentent les avantages et les inconvénients décrits ci-après :

5.1.3.1 Fonte ductile

La Fonte ductile présente les meilleures caractéristiques techniques (durée de vie, résistance à la corrosion importante avec un revêtement PUX, résistance mécanique, résistance à la pression). Mais c'est également le matériau le plus cher et le plus lourd.

Dans les conditions du sous-sol de Djibouti (présence d'une nappe saline), son utilisation nécessiterait l'application de revêtements extérieurs de type PUX pour lutter contre la corrosion extérieure (surcoût d'un coefficient de 1.15 sur le coût de la canalisation + pose).

5.1.3.2 Béton centrifugé armé (CAO) ou béton vibré armé

Le béton est le matériau le moins cher. Il présente de bonnes caractéristiques hydrauliques ainsi qu'une bonne résistance mécanique mais est très sensible à la corrosion par le H₂S et à l'abrasion interne.

Il ne répond pas aux conditions particulières existants sur le territoire de Djibouti (intrusion de sable et de déchets divers dans les réseaux : pouvoir abrasif, forts taux de H₂S).

Néanmoins, pour les ouvrages de type dalot, c'est-à-dire les ouvrages à forme rectangulaire, ce matériau sera privilégié car il est le seul à pouvoir répondre à la contrainte de section demandée.

5.1.3.3 PEHD

Le PEHD (polyéthylène haut densité) est plus souple et moins cher que les autres matériaux de type fonte ou béton.

Un grand avantage de ce matériau face au contexte de Djibouti est sa résistance à la corrosion due à l'H₂S et à l'abrasion.

A plus de 3,5 mètres de profondeur, la canalisation en PEHD est un matériau moins bien adapté à cause de sa moins bonne résistance mécanique (risque d'ovalisation pour les gros diamètres), par contre sa flexibilité va leur permettre de mieux résister que le béton aux mouvements de terrain.

Notons que son prix est compétitif face aux autres matériaux présentant le même niveau de qualité technique (fonte, PRV,...) pour les faibles diamètres.

5.1.3.4 PRV

Ce matériau est la combinaison d'un polymère et de fibres de verres. Ses avantages sont les suivants :

Faible coût face à la fonte

Facilité de pose

Maitrise de la production en local

Poids faible du transport

Durée de vie satisfaisante pour des pressions faibles

Résistant à la corrosion et aux températures élevées

Bonnes propriétés mécaniques, bien que moins bonnes que la fonte.

Ces matériaux sont résistants à la corrosion par le H₂S, à l'abrasion, à l'agressivité des sols (eaux saumâtres) et aux courants vagabonds.

Le PRV présente une durée de vie inférieure à la fonte. Cependant le contexte Djiboutien, en forte croissance ne permet pas de prévoir les réseaux à très grand horizon (>50 ans). L'investissement dans des matériaux en PRV convient donc d'avantage au besoin de l'agglomération de Djibouti que l'investissement dans des matériaux en fonte.

5.1.3.5 Recommandations

En matière de choix de matériaux pour les différents types de conduite, nous préconisons la grille de décision suivante :

Type d'assainissement	Matériaux préconisés
Gravitaire – Eaux Usées	
DN < 250 (<i>branchements</i>)	PEHD
DN ≥ 250 mm (<i>DN minimal préconisé</i>)	PRV
Refoulement	
DN 90 ou 160	PEHD
DN > 200	PRV
Gravitaire – Eaux Pluviales	
DN ≥ 300 (<i>DN minimal préconisé</i>)	béton
Canalisation non circulaire	Béton armé

Les matériaux retenus pour le transport d'eau usée sont insensibles à l'H₂S. De plus, ils présentent de très bonnes caractéristiques hydrauliques.

Par ailleurs, les canalisations en PRV et PEHD présentent une mise en œuvre facilitée de par leur poids respectif très léger. Ce dernier point permet d'optimiser les cadences de pose et de ce fait réduit les temps de réalisation des travaux.

Les autres avantages significatifs du matériau PRV sont les suivants :

- Une rugosité absolue du liner très faible, ce qui est un atout majeur dans les configurations rencontrées en particulier pour les secteurs où les pentes sont faibles,
- Transformation aisée sur site par simple coupe et réalisation d'un chanfrein, soit une adaptabilité facilitée,

- Une excellente étanchéité grâce à l'étreint exercé par le manchon sur le tube, ce qui est particulièrement nécessaire sur les secteurs de Djibouti où la nappe est présente à faible profondeur,
- Une résistance mécanique élevée et un dimensionnement sur 50 ans,
- Une excellente résistance à l'abrasion, ce qui est particulièrement intéressant du fait de la présence importante de sable dans les effluents collectés à Djibouti,
- Une insensibilité totale aux courants vagabonds et aux effets de polarisation,
- Une résistance à la corrosion élevée ; canalisations standards compatibles avec des effluents de pH compris entre 1 à 10 à 35°C,
- Un entretien réduit de la conduite installée.

Le PRV est un matériau de plus en plus utilisé à Djibouti et le retour d'expérience est positif à ce propos.

5.1.4 PENTES ET VITESSES

5.1.4.1 Vitesses minimales d'autocurage

Les eaux usées d'origine domestique sont très chargées en matières organiques diverses. Afin d'éviter les dépôts susceptibles d'engendrer des fermentations anaérobies malodorantes, la corrosion, le colmatage voire l'obstruction du collecteur, il est impératif de ne pas avoir des vitesses d'écoulement inférieures à un certain seuil.

Pour cela, nous préconisons la prise en compte les recommandations issues de l'Instruction Technique 77 Française :

Système unitaire ou séparatif eaux pluviales:

Vitesses de l'ordre de 0,60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section et de 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.

Ces limites sont respectées toutes deux avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 m/s dans des canalisations circulaires.

Système séparatif eaux usées :

$V \geq 0,30$ m/s pour un remplissage correspondant au débit moyen journalier.

Système de refoulement :

Ne pas mettre en place de pentes nulles.

Point d'arrivée du refoulement = le point le plus haut du linéaire de refoulement.

Les canalisations de refoulement sont dimensionnées sur la base d'une vitesse de fonctionnement entre 0.5 et 2 m/s afin que l'écoulement assure un auto-curage des dépôts lors des phases de pompage.

5.1.4.2 Vitesses maximales

Dans les canalisations

On admettra comme règle qu'il est souhaitable de ne pas dépasser une vitesse d'écoulement à pleine section de 4 m/s et absolument déconseillé de dépasser 5 m/s.

Si nécessaire des ouvrages de chute seront aménagés pour réduire les pentes des collecteurs à une valeur inférieure à celle du terrain de façon à respecter la contrainte ci-dessus.

Dans les canaux

On s'astreindra à prendre une vitesse d'écoulement voisine de 1,0 m/s pour les canaux en terre sans jamais dépasser 1,5 m/s.

Pour les canaux ou dalots en béton, les mêmes vitesses d'écoulement que pour les canalisations sont à respecter.

5.1.4.3 Pentes

La pente des réseaux sera essentiellement déterminée par les critères d'autocurage et de vitesse dans les canalisations.

Cependant la pente minimale retenue pour des raisons constructives (respect du profil et des tolérances lors de l'exécution) est de 0,3 % pour les réseaux gravitaires.

5.1.5 PROFONDEUR DE POSE ET COUVERTURE

Profondeur de pose maximale des collecteurs : 4,0 m sauf cas particuliers.

Nous préconisons une couverture minimale sur les canalisations de 0.8 m, néanmoins, une épaisseur minimale de 0.5 m peut être acceptée selon les cas (selon le lieu d'implantation).

5.1.6 DIMENSIONNEMENT

Dans le cas des écoulements à surface libre, le dimensionnement du réseau de collecte doit permettre d'établir une relation entre les valeurs de hauteurs d'eau, de vitesse et de débit afin de répondre au niveau de protection préalablement évoqué, la formule la plus couramment utilisé est celle de Manning-Strickler :

$$V = K R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{et} \quad Q = S.V$$

Avec :

V (m/s) : vitesse de l'effluent

K : coefficient global d'écoulement

R (m) : rayon hydraulique défini comme le rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé

I (m/m) : pente de la canalisation

S (m²) : section d'écoulement

Q (m³/s) : débit volumique de l'effluent

Les pertes de charges linéaires doivent être prises en compte et sont calculées à partir du coefficient de rugosité K. Pour de bonnes conditions hydrauliques il est courant de le réduire de 10 à 20% afin de tenir compte des conditions réelles du réseau.

Les coefficients de rugosité suivants sont retenus :

- ✓ 80 pour les conduites en PRV et en PEHD,
- ✓ 70 pour les conduites en fonte ductile,
- ✓ 65 pour les canalisations en béton armé.

5.1.7 PARTICULARITES DES RESEAUX DE REFOULEMENT

5.1.7.1.1 Points bas

Sur chacun des points bas, une vidange doit être installée dans un regard en béton armée coulé en place. Ces ouvrages ont pour objectif de permettre la vidange totale de la canalisation pour un éventuel entretien et/ou réparation. L'eau présente dans la canalisation s'écoule alors jusqu'aux exutoires implantés en point bas (la plus part du temps vers des regards de visite servant de puisard pour pompe vide cave).

A chaque point bas, un jeu de vannes de sectionnement doit être mise en place afin de permettre la vidange partielle entre un point haut et un point bas.

5.1.7.1.2 Points hauts

Sur chacun des points hauts, une ventouse doit être installée dans un regard en béton armée. Ces organes permettent de supprimer l'air présent dans la canalisation.

A chaque point haut, une ventouse triple fonction pour réseau AEP est présente afin de permettre les actions suivantes :

- Evacuation des bulles d'air en configuration de fonctionnement normal ;
- Evacuation d'air à grand débit lors de la mise en eau du réseau ;
- Introduction d'air à grand lors de vidange d'un tronçon du réseau ;
- Protection des réseaux lors des éventuels phénomènes transitoires de coup de bélier.

5.2 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE RELEVAGE OU DE REFOULEMENT

Les stations de pompage sont des infrastructures relativement complexes qui doivent comporter les composantes suivantes :

- 1 regard d'arrivée dans lequel se trouvent une vanne pelle murale de sectionnement (manœuvrable de l'extérieur et étanche à 6 mCE amont), un panier de dégrillage, ainsi que le trop plein du poste de refoulement. Ce premier ouvrage permet une déconnexion en amont et assure la continuité de service en mode dégradé via le by-pass du poste. Dès lors que la vanne est fermée, les interventions physiques dans la bêche de pompage peuvent être réalisées ;
- 1 bêche de pompage avec les équipements suivants : groupes de pompage immergés et leur barre de guidage, treuil de manutention et chaînes de levage ; des poires de niveau (2 de fonctionnement démarrage/arrêt, 2 d'alertes « très haut/très bas ») et d'une sonde de niveau ; les tuyauteries de connexion avec la chambre à vanne ; le raccordement de l'air de dépotage et du local de rangement ; les réseaux de ventilation « naturelle » ; des barreaux anti-chute ;
- 1 chambre à vanne avec les équipements et tuyauteries : refoulements issus des groupes de pompage se raccordant sur un refoulement principal, sur chaque ligne de refoulement : clapet à boule, vanne de sectionnement à opercule, joint de démontage ; vidange du refoulement vers bêche, et aspiration de protection complémentaire d'anti-bélier, débitmètre, barreaux anti-chute) ;
- 1 aire aménagée pour le groupe électrogène ;
- 1 local électrique indépendant et fermé afin de ne permettre l'accès qu'à un personnel qualifié (armoires de commande et de contrôle, afficheur des appareils de mesure, système de transmission des données, climatisation) ;
- 1 local rangement indépendant et fermé. Ce local permet de stocker le matériel d'accès à la bêche (échelle mobile, tripode, détecteur tri-gaz, baudrier), le tuyau de nettoyage sur enrouleur. Il est également équipé de deux points d'eau (un lavabo et une prise pour le tuyau) ;
- 1 local de gardiennage ;
- 1 potence de maintenance avec fonctionnement électrique ;
- 1 aire de dépotage pour le nettoyage des pompes ou autres équipements ;
- 1 piste voirie lourde pour permette un accès véhicule de maintenance ;
- 1 clôture périphérique (H=2m) ;
- 1 portail véhicule ;
- 1 portillon piéton.

La station de relevage est une station de pompage qui ne comporte pas de canalisation de refoulement. A contrario, la station de refoulement est une station de pompage qui comporte une canalisation de refoulement en sortie de station.

La conception de ce type d'ouvrage, mais également la conduite de refoulement doit permettre :

- De garantir des temps de séjour inférieurs à quelques heures (maximum 4h),
- Un autocurage suffisant de la conduite de refoulement (vitesse comprise entre 0.4m/s et 1.5m/s – valeur moyenne >0.8m/s),
- Un volume de stockage de la bêche suffisant pour permettre un bon compromis entre fréquence de démarrage pas trop élevée et temps de séjour maximum à respecter.

Concernant le type de groupe électro-pompes préconisé nous préconisons la mise en place de pompes immergées (submersible) : Les groupes de pompage sont installés dans la bêche d'aspiration. Une telle installation suppose que les équipements électromécaniques sont conçus pour fonctionner sous l'eau et capables de résister à l'agressivité des eaux et aux émanations gazeuses notamment l'H₂S. Les progrès technologiques de ces dernières années et notamment l'emploi d'aciers spéciaux (les inox et alliages nickel-chrome) ont permis la construction de pompes immergées fiables parfaitement adaptées au refoulement de débits assez importants d'eau usée.

Les avantages des pompes immergées sont les suivants :

- des avantages d'économie dans la conception du génie civil,
- de l'encombrement moindre de la station,
- des pertes de charge moindres à l'aspiration,
- une régulation de la température des pompes qui assure un meilleur fonctionnement et une plus grande durée de vie,
- de la plus grande facilité d'exploitation.

Les débits arrivant à la station ne sont pas uniformes dans le temps (variabilité journalière et hebdomadaire) et destinés à augmenter avec le développement et l'augmentation de la consommation en eau potable. Il est donc nécessaire de concevoir le génie civil de la station de pompage à l'horizon final.

Les capacités de pompage des stations sont évaluées selon :

- Évaluation des volumes futurs à transiter et calcul du débit de pompage nécessaire pour le transit des effluents sur 16 h de pompage : $Q \text{ pompé (m}^3/\text{h)} = \text{volume journalier} / 16$;
- Évaluation du débit de pointe journalier amont par sommation des débits de pointe amont ;
- Dimensionnement de la capacité de pompage nécessaire égale à la plus grande des 2 valeurs précédentes.

Pour chaque station de pompage le choix des pompes est à réaliser en fonction :

- Du débit de pompage souhaité ;
- Du diamètre de refoulement ;
- De la hauteur manométrique totale.

L'eau transitant par ces stations est agressive du fait des nombreuses intrusions dans le réseau d'eau saline et de la septicémie de l'effluent. Les éléments métalliques en contact avec les effluents devront être prévus en acier inoxydable afin de limiter la corrosion. Les éléments en béton risquent eux d'être attaqués à cause de la présence de H₂S. L'utilisation d'un mortier en aluminat de calcium est également préconisée.

Pour l'heure, les stations de pompage du réseau sont assez régulièrement interrompues. De cela résulte une stagnation des eaux dans le réseau et donc une importante septicité. Pour la sécurité du personnel des stations il faut donc également prévoir de munir le personnel de détecteurs portatifs à H₂S. Une façon préventive de traiter le gaz H₂S est de réduire les épisodes de stagnation des eaux dans le réseau liés à l'arrêt des stations de pompage.

L'ajout systématique de groupes électrogènes sur chacune des stations est préconisé pour permettre de limiter les temps d'arrêt.

5.2.1 CONCEPTION HYDRAULIQUE

Concernant la conception hydraulique, la figure suivante illustre la conception hydraulique préconisée par le Cabinet Merlin :

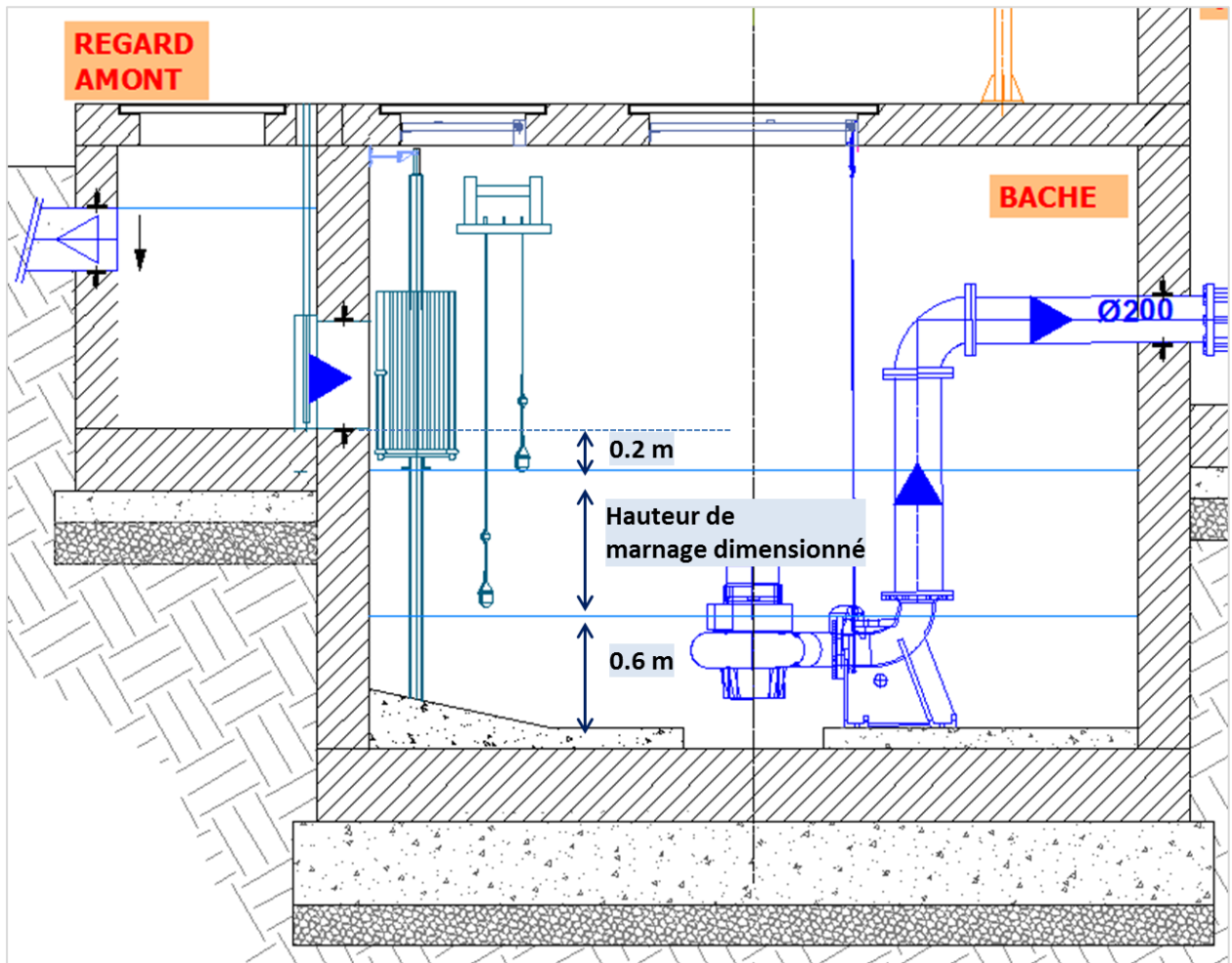


Figure 5 : Extrait coupe PR Check Osman – conception hydraulique commune

Une hauteur de 0.2 m doit être laissée en dessous du fil d'eau d'arrivée dans le poste afin de ne pas mettre en charge le réseau amont, en fonctionnement normal du PR.

La hauteur de marnage est dimensionnée selon la formule suivante :

$$h_m = \frac{Q}{4 * n * z * S_{\text{pland'eau}}}$$

Avec :

- Q le débit de pompage en m³/h,
- n le nombre de pompes en fonctionnement,
- z le nombre de démarrage par heure des pompes,
- S_{plan d'eau} la surface de la bache.

Il est préconisé de limiter à 6 le nombre de démarrage par heure par pompe.

Enfin, une hauteur de 0.6m minimum doit être prise en compte entre la tranche de marnage et le fond de forme du poste, afin de laisser les groupes de pompes immergés et de se fait normalement amorcés.

Le bon fonctionnement du poste concernant la détection des niveaux de démarrage et d'arrêt nécessite un marnage minimum retenu à 0.35m environ pour les plus petits postes.

5.2.2 CONCEPTION EN GENIE CIVIL

Les parties hydrauliques (regard d'arrivée, bêche et chambre de vannes) doivent être réalisées en béton armé. Les parois situées sous le niveau du terrain naturel devront tenir la poussée des sols et d'éventuelles eaux souterraines (eaux de ruissellement, d'infiltration ou éventuellement de nappe). Elles doivent être relativement étanches – dans la masse – afin d'empêcher les infiltrations d'eaux souterraines.

Nous préconisons la mise en œuvre de baches de forme circulaire pour une meilleure stabilité structurelle.

La cote des dalles des ouvrages hydrauliques (regard d'arrivée, bêche, chambre de vanne) ainsi que l'aire de dépotage doivent être calées à 0.30 m au-dessus du Terrain Naturel afin d'éviter de récupérer toutes eaux de ruissellement. Les dalles sont à réaliser en béton armé.

Une ventilation de la chambre de vanne doit être prévue.

5.2.3 CONCEPTION EN ELECTRICITE /CONTROLE COMMANDE

Nous préconisons un fonctionnement avec deux (2) groupes de pompes utilisé normal/secours (1+1) avec permutation automatique et circulaire à chaque démarrage. Cette configuration présente en effet les avantages suivants :

- Fonctionnement des groupes de pompes en alternance afin de s'user de manière similaire,
- Secours possible en cas de non fonctionnement d'un des groupes,
- Permettre, en particulier pour les petits postes (de 10m³/h), de proposer des roues à vortex, beaucoup plus adaptée à la situation que les roues dilacératrices (effluent à forte teneur en sable pouvant user prématurément ce type de roue),
- Installer dès le départ les groupes nécessaires à la configuration à long terme et de ce fait homogénéiser les équipements d'un même groupe, facilitant de ce fait son exploitation et sa maintenance. Seul le temps de fonctionnement du poste variera au cours des diverses échéances.

5.2.4 CONCEPTION EN VRD

Il est important de placer le site en retrait de la voirie afin de permettre le stationnement du véhicule de maintenance devant le site, le temps de l'ouverture/fermeture du portail d'accès.

Les voiries et plateformes finales sont à aménager de manière à déconnecter les eaux pluviales du réseau d'eaux usées stricts. Par exemple, dans le cas d'une évacuation des eaux pluviales du site par ruissellement, le profilage final du site devra être soigné afin d'assurer cette évacuation.

Un compteur d'eau potable devra être mis en œuvre en limite de propriété (à l'intérieur du site) dans un regard de visite prévu à cet effet. Dans le local de rangement, il doit être prévu la mise en place de deux points d'eau distincts (un lavabo et une prise pour le tuyau de nettoyage). Un compteur électrique devra être mis en œuvre à l'intérieur du local électrique, à l'extérieur de l'armoire.

Un point lumineux (spot extérieur) commandé par interrupteur facilitera les éventuelles interventions de nuit.

Dans le cas où aucun raccordement filaire télécom ne serait pas envisageable autour du site considéré, les installations nécessaires à la communication/télégestion de substitution doivent être mises en œuvre.

5.3 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES DEVERSOIRS D'ORAGE / TROP PLEINS

Les déversoirs d'orages devront être dimensionnés de telle sorte à assurer le délestage des eaux pluviales en cas d'orages et assurer l'écoulement des débits de pointe des eaux usées et des eaux diluées en temps sec sans aucun délestage.

Les formules théoriques existantes ne présentent pas une fiabilité systématique. Nous présentons les plus couramment utilisées :

Pour les déversoirs à seuil latéral :

La longueur du seuil déversant sera déterminée par la formule d'Engels.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1,67} \cdot L^{0,83} \Rightarrow L = \left[\frac{Q}{\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot H^{1,67}} \right]^{0,83}$$

Avec les notations suivantes :

- μ : coefficient de débit pris généralement égal à 0,4
- L : longueur de seuil (m)
- H : hauteur de la lame déversante (m)
- g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²
- Q : débit déversé (m³/s)

La hauteur H dépend des conditions amont et aval et des types d'écoulement. Sa valeur sera fixée selon le cas étudié.

Pour les déversoirs à seuil frontal :

$$Q = \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1,5} \cdot L$$

Avec les notations suivantes :

- μ : coefficient de débit pris généralement égal à 0,38
- L : longueur de seuil (m)
- H : hauteur de la lame déversante (m)
- g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²
- Q : débit déversé (m³/s)

La hauteur H dépend des conditions amont et aval et des types d'écoulement. Sa valeur sera fixée selon le cas étudié.

5.4 CONCEPTION DES OUVRAGES DE DRAINAGE PLUVIAL

5.4.1 CANAUX

Compte tenu du contexte de Djibouti, différents types de sections peuvent être envisagés pour la mise en place de canaux :

Sections rectangulaires ou trapézoïdales bétonnées



Figure 6 : Sections bétonnées trapézoïdales et rectangulaires

Sections complexes, constituées par un lit mineur rectangulaire et un lit majeur, avec le fonctionnement suivant :

Pour les petites pluies, seul le lit mineur est sollicité



Pour les fortes pluies, l'ensemble du lit est débitant



Chaque section complexe est dimensionnée par rapport à l'objectif global de protection retenue selon les zones et l'objectif de non débordement du lit mineur, qui correspond à la fréquence d'inondation du lit majeur.

Le lit majeur peut être occupé par des activités récréatives et des commerces légers mais pas par du bâti en dur, lequel diminuerait la débitance prévue et recréerait du risque d'inondation pour les personnes et les biens.



Figure 7 : Sections complexes

Les avantages et inconvénients des sections projet sont résumés ci-dessous :

Section	Avantage	Inconvénient
Section rectangulaire ou trapézoïdale bétonnée	<ul style="list-style-type: none"> • Facilité de réalisation • Emprise au sol restreinte • Diminution des délocalisations 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût important • Vieillesse du béton • Difficulté de franchissement • Absence d'intégration paysagère • Faible intérêt hydrobiologique et faunistique
Section complexe : lit mineur bétonné, lit majeur enherbé	<ul style="list-style-type: none"> • Intégration paysagère • Facilité de franchissement • Possibilité d'activité dans le lit majeur • Possibilité d'amortissement dynamique des débits 	<ul style="list-style-type: none"> • Emprise au sol plus importante • Risque de recolonisation par des habitations ou des commerces • Nécessité d'une surveillance foncière accrue

Figure 8 : Résumé des avantages et inconvénients des différents types de section envisageable

La réalisation de sections complexes est recommandée partout où cela est possible d'un point de vue foncier, car cette forme permet une limitation importante des volumes de béton nécessaire, adoucit l'intégration des canaux dans le paysage et permet un franchissement facilité.

La faisabilité de réalisation de chenaux à section complexe sera évaluée zone par zone, en fonction des contraintes d'encombrement propres à chaque secteurs et aux possibilités de délocalisations estimées.

Etant donné le contexte particulier de Djibouti face aux problèmes des déchets, des dalles devront être ajoutés sur ces ouvrages situés en zone urbanisée afin d'éviter les rejets de déchets dans les canaux. En effet, actuellement les ouvrages de ce type à ciel ouvert sont devenus de véritables décharges sauvages, comme le démontre la photographie suivante :



Figure 9 : Canal à ciel ouvert Djibouti Einguela – décharge sauvage de déchets (Mars 2017)

5.4.2 OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

Les ponts, lorsque leur section ouverte est mal dimensionnée, peuvent former des verrous hydrauliques qu'il convient de résorber pour améliorer la protection de l'amont face au risque d'inondation.



Figure 10 : Pont présentant une restriction très forte à l'écoulement (section ouverte très faible)

Les ouvrages de franchissement importants sur la zone d'étude ont été déterminés et seront levés dans le cadre de la mission D. Chacun de ces ouvrages s'est vu déterminé un bassin versant associé lors du découpage en bassin versant de la zone d'étude effectué dans le cadre de la deuxième partie de la mission B. Connaissant leur capacité et le débit de pointe associé au bassin versant un diagnostic du dimensionnement de ces ouvrages existant sera effectué.

Les constats de sous-dimensionnement nous conduiront à préconiser une restructuration des ouvrages concernés afin que les rehaussements de lignes d'eau et les submersions soient supprimés. **La période de retour prise en compte sera définie au préalable avec le comité de pilotage.**

Pour la conception de ces ouvrages nous préconisons :

Option 1 : Pont large pour les talwegs importants :

La portée du tablier est à peu près égale à la largeur totale de la section du talweg. La section d'écoulement sous le pont est rectangulaire.

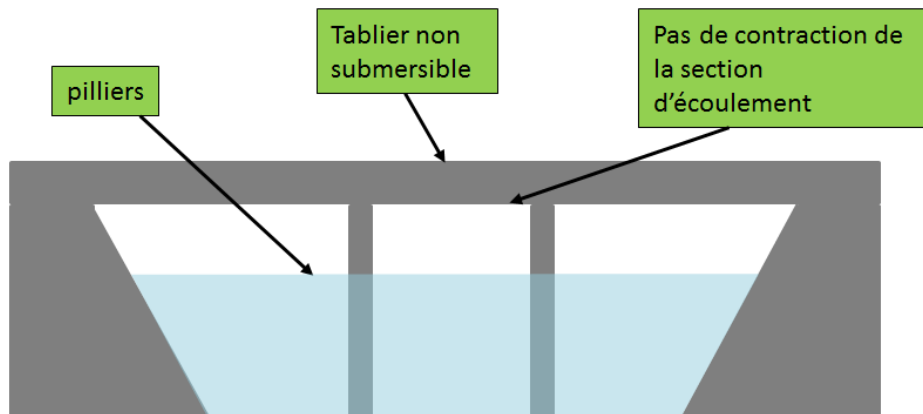


Figure 11 : Illustration pont large

Dans ce cas, la largeur d'écoulement est conservée, et aucune contraction de l'écoulement ne survient en amont.

Option 2 : Pont moyen

L'option d'un pont de largeur intermédiaire (mise en place d'un cadre) entre le lit mineur et le lit majeur est un compromis entre la nécessité de limiter les remous d'exhaussement en temps de forte pluie et la limitation des coûts de réalisation.

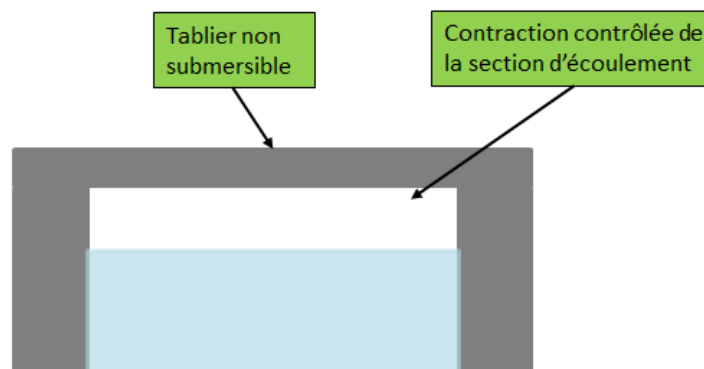


Figure 12 : Illustration pont moyen

En général, on visera une limitation du remous d'exhaussement à 30cm de hauteur.

La transition entre l'amont et le cadre de passage du pont devra être progressive (angle inférieur à 8°) afin d'éviter le décollement de la couche limite de l'écoulement et l'augmentation sensible des pertes de charges singulières.

6 STATIONS D'EPURATION

L'objectif de ce chapitre est la présentation des différents procédés de traitement des eaux envisageables sur l'agglomération de Djibouti.

Une liste de critères de comparaison pour le choix des filières de traitement, adaptés au contexte de Djibouti, est proposée. Et un procédé sera retenu suite à l'analyse multi-critère présentée.

6.1 QUALITE DE TRAITEMENT PROPOSEE

Le niveau de rejet suivant est pour l'heure imposé, il concerne 4 paramètres :

pH	6 – 8,5
DCO	≤ 90 mg/l
DBO ₅	≤ 25 mg/l
MES	≤ 15 mg/l

Tableau 5 : Niveau de rejet actuellement en utilisés

Un objectif de 30 mg/l est prévu pour le NTK dans le projet de loi mentionné ci-dessous.

Le niveau de rejet pour les MES est assez contraignant, imposant une étape de traitement tertiaire.

Un projet de loi pour fixer les normes de rejets après traitement des eaux usées est en cours.

Ce projet fixe une valeur limite de rejets en MES supérieure aux normes européennes et au niveau de rejet actuellement utilisé à la station de Douda (concentration limite du projet = 50 mg/L – concentration limite Directive européenne 1991 = 35 mg/L – concentration limite actuellement utilisée = 15 mg/L).

Nous préconisons le maintien du niveau de rejet respecté actuellement pour les paramètres DCO, DBO₅ et MES, bien qu'elles soient plus restrictives que les concentrations limites utilisées en Europe pour ces paramètres.

Le projet de loi en cours fixe également des valeurs de rejet pour de nombreux autres paramètres (NTK et Pt, microbiologiques, composés organiques, métaux, substances endocriniennes, etc...). Ce projet de loi est trop ambitieux car beaucoup trop contraignant et difficile à mettre en œuvre du fait de la multiplicité des paramètres à contrôler (laboratoire de la station non équipé pour réaliser l'ensemble des analyses qui seraient nécessaires, certains paramètres se recoupent : MES et matières décantables, beaucoup de polluants qu'il n'est pas possible de traiter avec un procédé biologique basique). Ce projet est plus adapté à une volonté de réutilisation des eaux qu'à une volonté de traitement pour rejet à l'environnement.

Pour adapter au mieux les limites proposées par le projet de loi et les paramètres suivi il serait nécessaire avant tout de :

- Mesurer l'ensemble de ces paramètres dans les effluents en entrée et en sortie de la STEP Douda, afin de voir si ces paramètres sont présents dans les eaux usées et s'ils sont traités en partie par le système actuel,
- Si le traitement ne semble pas suffisant pour certains paramètres, à ce moment-là il faudra envisager l'étude de systèmes complémentaires de traitement (traitement physico-chimique, procédés de filtration), et voir si il est viable de maintenir le paramètre dans la norme en prenant en compte les besoins en traitement supplémentaires induits (coûts, emprise, besoin en réactifs, etc...), ou également s'il ne vaudrait pas mieux gérer les productions en polluant à la source en règlementant d'avantage les rejets non domestiques.

En attendant une validation de ce projet de loi, les valeurs guides actuellement suivies par l'ONEAD seront utilisées.

6.2 CRITERES DE CHOIX POUR LES FILIERES DE TRAITEMENT

Les critères qui permettront de comparer les procédés entre eux sont définis dans le tableau suivant :

Charges polluantes et hydrauliques à traiter	Filière différente en fonction de la capacité de l'installation
Emprise au sol des ouvrages	Emprise et intégration permettant de limiter l'emprise foncière des installations dans un milieu urbain
Fiabilité du traitement et respect du niveau de rejet	Fiabilité vis à vis des performances
Facilité d'exploitation	Facilité d'exploitation en fonction de la disponibilité des pièces de rechange et de l'expérience du personnel d'exploitation
Appropriation technologique	Complexité des équipements à exploiter
Coût d'investissement	Montant de l'investissement
Coût d'exploitation	Coût d'exploitation des ouvrages en visant à limiter le coût de maintenance
Niveau de confinement et gestion des nuisances olfactives et sonores	Faisabilité du confinement des ouvrages
Production de boues	Production plus ou moins importante avec un impact sur le dimensionnement des ouvrages de traitement des boues
Possibilités d'évolutions ultérieures	Évolution en capacité ou renforcement du traitement

Tableau 6 : Critères de comparaison des procédés

6.2.1 LISTE DES PROCÉDES APPLICABLES POUR DJIBOUTI

A ce stade de l'étude, le présent chapitre ne vise pas à déterminer les procédés de traitement préconisés, mais plutôt à recenser les procédés de traitement qui nous semblent applicables dans le cadre de Djibouti au regard des pratiques observées dans des contextes similaires sur le continent africain et en Europe.

De base nous avons exclu les systèmes de traitement physico-chimiques de notre analyse. En effet, ce type de traitement n'atteint pas les mêmes niveaux de dépollution que les traitements biologiques. Ils sont d'avantages envisageables en traitement complémentaire ou bien en prétraitement au niveau des établissements émetteurs d'une pollution non organique.

6.2.1.1 Présentation sommaire des solutions extensives

6.2.1.1.1 Lagunage naturel

Une installation de lagunage naturel est composée de trois types de bassins, anaérobie, facultatif et aérobie (maturation), chacun avec un traitement et des caractéristiques de conception différentes/

La première lagune d'anaérobie vise la décantation des matières en suspension (profondeur 2 à 5 m et temps de rétention de 1 à 7 jours).

La seconde lagune dite facultative vise l'abattement de la charge polluante carbonée. Un processus aérobie en surface s'y produit par diffusion naturelle, du mélange de vent et du processus de photosynthèse des algues. La couche inférieure est privée d'oxygène et devient anoxique ou

anaérobie. Les solides décantables s'accumulent et sont digérés au fond du bassin. Un abattement de la DBO5 jusqu'à 85% est possible (profondeur de 1 à 2.5 m et temps de rétention de 5 à 30 jours).

Après les bassins anaérobies et facultatifs, peuvent être réalisés autant de bassins aérobies (de maturation) que nécessaire pour un traitement tertiaire de l'effluent avec une profondeur entre 0.5 et 1.5 m pour s'assurer que la lumière du soleil pénètre sur toute la profondeur pour favoriser la photosynthèse et l'élimination des germes pathogènes. Combiné avec des algues et / ou des poissons il permet l'abattement de l'azote et du phosphore.

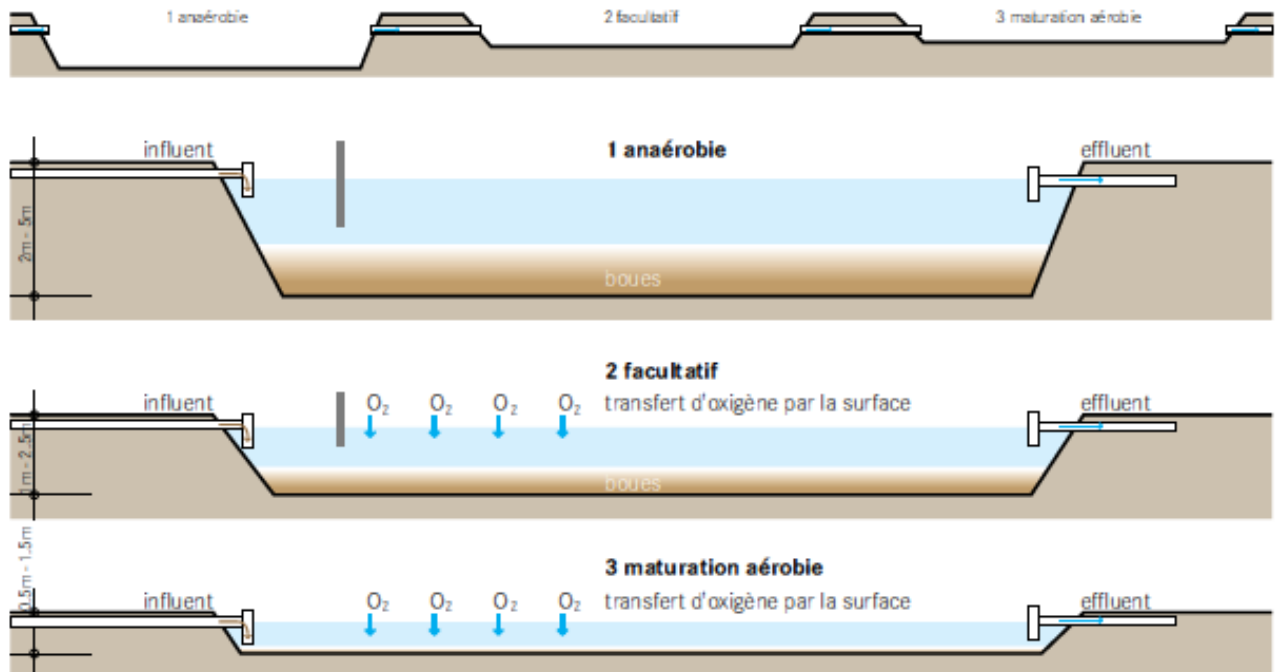


Figure 13 : Lagunage naturel - Schéma de principe

Les avantages :

- Élimination des germes pathogènes compatible avec une réutilisation des eaux usées
- Facilité d'exploitation et faible coût d'exploitation
- Utilisation de main d'œuvre locale pour la construction
- Faible consommation électrique
- Bons rendements d'élimination sur l'azote global (70%) et phosphore total (60%)
- Adaptation aux fortes variations de charges hydrauliques due au temps de rétention hydraulique élevé dans les bassins
- Absence de mouches et d'odeurs si correctement exploité

Les inconvénients :

- Emprise au sol importante : une station devant traiter 1 000 EH nécessiterait une surface de 5 000 m²
- Natures du sol et du sous-sol déterminantes (si sol perméable nécessité de pose de géo-membrane)
- Élimination moyenne de la matière organique (75 à 85 % sur la DBO5)
- Qualité du rejet variable selon les saisons (MES et formes d'azote)
- Forte sensibilité aux effluents concentrés et/ou septiques (virages bactériens, odeurs nauséabondes)
- Contraintes d'exploitation ponctuelles lourdes (curages ...)
- Maîtrise limitée de l'équilibre biologique et des processus épuratoires

6.2.1.1.2 Lagunage aéré

Le lagunage aéré est un bassin aérobie équipé d'aérateurs mécaniques de surface fournissant de l'oxygène pour le développement d'une biomasse aérobie.

Le brassage et l'aération mécanique induisent des bassins plus profonds et permettent le traitement de charges organiques plus élevées qu'un lagunage simple. L'aération accrue favorise une meilleure dégradation organique et élimination des microbes pathogènes (Profondeur de 1 à 2.5 m et temps de rétention de 5 à 30 jours).

Le plus faible besoin en surface rend ce traitement plus approprié pour un milieu péri-urbain. Il nécessite une alimentation en énergie électrique. Les boues peuvent être aspirées par des pompes embarquées sur des radeaux flottants.

Ce type de bassin est précédé de prétraitements, la filière peut être constituée de deux étages d'aération et d'un étage de finition.

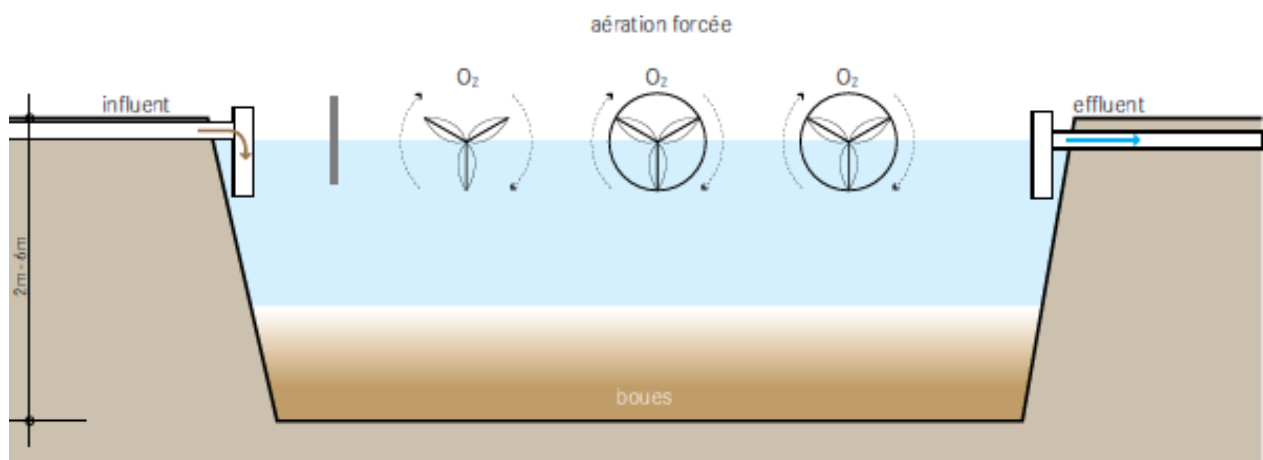


Figure 14 : Lagunage aéré – Schéma de principe

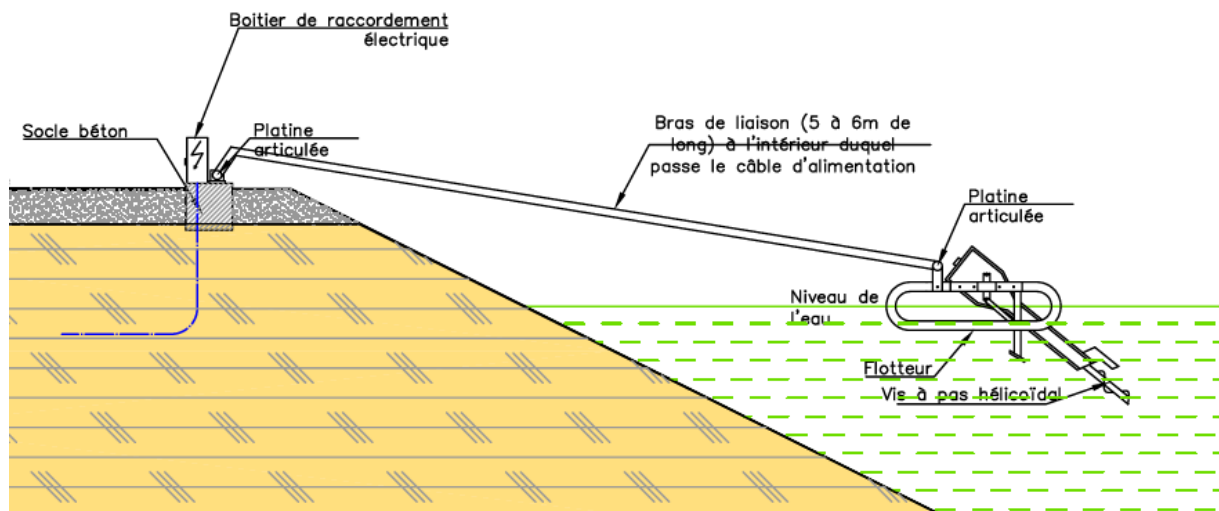


Figure 15 : Lagunage aéré - Détail possible de disposition d'aération

Les avantages :

Bonne résistance aux fluctuations de charge

Rendement élevée pour les germes pathogènes

Facilité d'exploitation et faible coût d'exploitation

Utilisation de main d'œuvre locale pour la construction

Aucun problème réel avec des mouches ou des odeurs si correctement conçu

Les inconvénients :

Emprise au sol importante (plus faible que le lagunage naturel : estimée à 2 000 m² pour 1000 EH)

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par un personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Coût d'investissement modéré et frais d'exploitation variables selon le prix de l'électricité.

6.2.1.2 Présentation sommaire des solutions intensives

6.2.1.2.1 Lit bactérien

Un lit bactérien est un lit fixe, filtre biologique qui fonctionne en aérobie. Les eaux usées sont versées goutte à goutte ou pulvérisées sur le lit. L'eau migrant à travers les pores du lit, les matières organiques sont dégradées par la biomasse couvrant le matériau filtrant.

Le lit bactérien est rempli d'une grande surface spécifique de matériau comme des cailloux, du gravier, des lambeaux de bouteilles de PVC, ou de matériau filtrant avec des surfaces spécifiques élevées. Les organismes qui se développent en un mince biofilm à la surface du média oxydent la matière organique en dioxyde de carbone et de l'eau tout en générant une nouvelle biomasse.

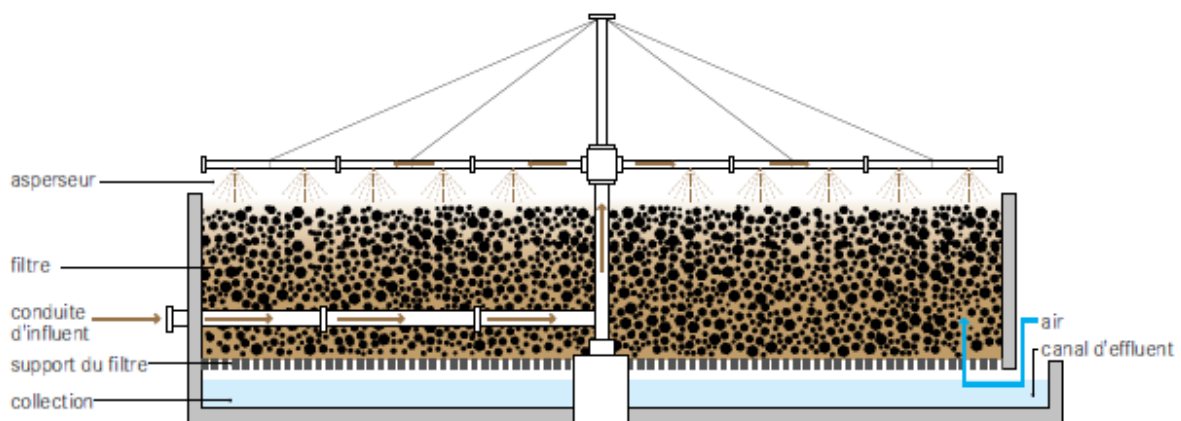


Figure 16 : Lit bactérien – Schéma de principe

Ce type de traitement est précédé d'un prétraitement et d'un traitement primaire pour prévenir le colmatage et garantir l'efficacité du traitement.

La ventilation du lit est assurée verticalement pour permettre à l'oxygène de se diffuser tout le long du lit. Une dalle perforée est installée au fond du lit pour permettre la collecte de l'effluent et des boues.

La biomasse se développe sur les supports. Les couches les plus profondes privées d'oxygène entrent dans une phase endogène et perdent leur capacité de traitement et finissent par se détacher du support.

L'effluent collecté doit subir une clarification finale (décantation). Le taux de charge sur le lit est déterminé à partir du type de media filtrant, la température ambiante, et les exigences de rejet.

Les avantages :

Bonne résistance aux fluctuations de charge

Technologie nécessitant une faible emprise

Rendement élevé

Les inconvénients :

Alimentation en continu des filtres et du support

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par du personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Coût d'investissement modéré et frais d'exploitation variables selon le prix de l'électricité

Présence de mouches et d'odeurs souvent problématiques

Traitement spécifique des boues

Traitement à insérer dans une filière avec un prétraitement et un traitement primaire en amont et une clarification en aval

6.2.1.2.2 Boue activée classique (culture libre)

Les boues activées sont des réacteurs utilisant les microorganismes aérobies pour dégrader les matières organiques des eaux usées. Pour maintenir des conditions aérobies et une biomasse active en suspension, ces bassins sont équipés d'aérateurs de surfaces ou d'une insufflation d'air par suppressseurs.

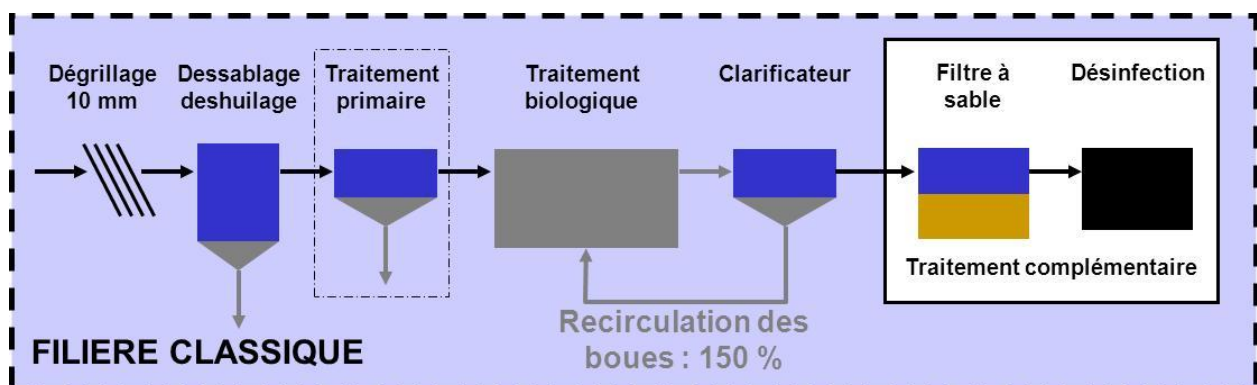


Figure 17 : Boue activée – Schéma de principe

Une boue activée est insérée après un prétraitement et un traitement primaire (facultatif) et est suivie par une clarification qui permet la séparation de l'eau épurée des floccs de boues activées.

Au sein du bassin d'aération, l'épuration comporte une succession (ou une alternance) de phases anaérobies, anoxiques et aérobies, dans des conditions appropriées de temps de séjour, de charge massique, de teneur ou non en oxygène, d'âge des boues, de recirculation des boues et de la liqueur.

Théoriquement, le traitement peut être subdivisé en 4 étapes, soit :

- ✓ une étape **d'élimination de la pollution carbonée** (jusqu'au stade de CO₂) en présence d'oxygène, d'un temps de séjour suffisant (> 2 h), d'une charge massique donnée (fonction du rendement attendu);
- ✓ une étape **de nitrification** (jusqu'au stade de nitrates), grâce à des bactéries autotrophes (nitrosomas et nitrobacters). C'est l'étape la plus contraignante qui a lieu en milieu aérobie dans des conditions données.
- ✓ une étape de **dénitrification** (réduction des nitrates en oxygène et en azote gazeux) grâce à des bactéries hétérotrophes qui travaillent en milieu anoxie.
- ✓ une étape de **déphosphatation biologique** au cours de laquelle il y a suraccumulation de phosphore en phase aérobie, consécutive et proportionnelle à un relargage organisé en phase anaérobie.

Diverses variantes existent :

- ✓ boues activées conventionnelles à un étage (mais plusieurs réacteurs possibles), composée d'un bassin d'aération et d'une clarification;
- ✓ boues activées à deux étages, voire plus (ce qui signifie plusieurs bassins et clarificateurs), utilisée avant tout pour le traitement des eaux industrielles ;
- ✓ boues activées alternées qui consistent en une alternance de zones aérées (donc aérobies) et non aérées (anoxies) dans un même ouvrage ou une succession de séquences d'oxygénation et d'arrêt pour nitrifier et dénitrifier;

Le traitement par boue activée est classé suivant 3 catégories : « faible, moyenne et forte charge » qui diffère par les paramètres de fonctionnement suivants :

Tableau 7 : Boue activée – Paramètres de fonctionnement en fonction de la catégorie

	Charge massique (kg DBO5/kg MVS.j)	Nitrification de l'ammoniaque
Faible charge	0,1 à 0,25	Oui
Moyenne charge	0,25 à 0,5	Partiellement selon la température
Forte charge	0,5 à 1,5	Non

Le traitement de boue activée faible charge permet le traitement complet du carbone et de l'azote à savoir sa nitrification et avec l'aménagement de zone d'anoxie, sa dénitrification.

Le traitement de boue activée moyenne charge permet l'élimination poussée de la pollution carbonée, et la nitrification uniquement partielle de la pollution azotée avec des températures élevées.

Le traitement de boue activée forte charge permet l'élimination de la pollution carbonée, et ne permet pas l'élimination de la pollution azotée.

Les avantages :

Bonne résistance aux fluctuations de charge

Rendement élevée d'élimination de la DBO, DCO (Supérieur à 95%)

Traitement possible de l'azote et du phosphore

Boues biologiques produites minéralisées et donc stables

Le bassin d'aération, plus largement dimensionné que pour les autres systèmes, résiste mieux aux à coups de pollution

Modulable pour atteindre des limites spécifiques de rejet

Technologie nécessitant une faible emprise comparativement au procédé extensif (exemple de la STEP Douba = 20 000 m² pour 40 000 EH soit 5000 m² pour 10 000 EH)

Procédé le plus économe en exploitation et peu énergivore comparé à des systèmes basés sur la filtration

Les inconvénients :

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par du personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Coût d'investissement élevé et frais d'exploitation élevés compte tenu des équipements d'aération

Traitement spécifique des boues

Traitement à insérer dans une filière avec un prétraitement et un traitement primaire en amont et une clarification en aval

Enclin aux problèmes chimiques et microbiologiques de l'effluent (avec développement de bactéries filamenteuses)

6.2.1.3 Présentation sommaire des solutions compactes envisageables

6.2.1.3.1 Sequencing Batch Reactor – SBR

Le principe clef d'un bio-réacteur séquencé (ou SBR) est de réaliser, au sein d'un unique ouvrage, un traitement conventionnel de type boues activées suivi d'une clarification/décantation après traitement.

C'est un procédé discontinu qui nécessite une conception adaptée permettant le traitement continu de l'effluent. Il s'agit donc de concevoir une étape de traitement comprenant plusieurs cellules pouvant ainsi selon le cycle retenu accepter de façon permanente les effluents à traiter.

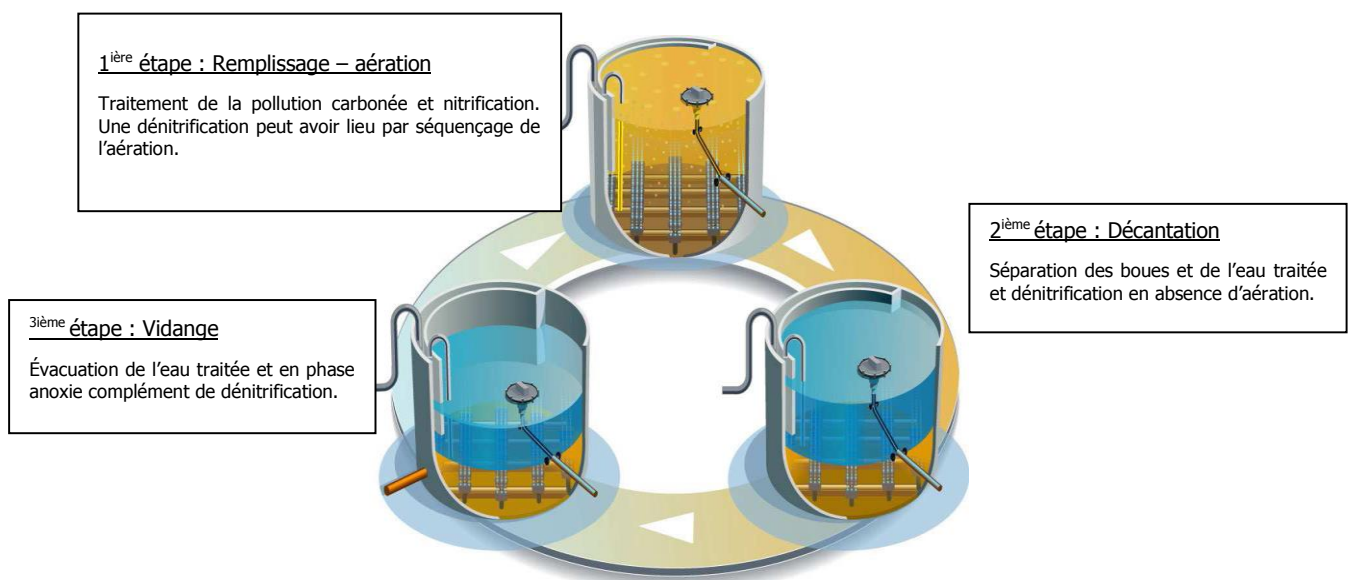


Figure 18 : SBR – Schéma de principe

Le SBR traite de manière très efficace la pollution carbonée. Dans le domaine du traitement des eaux résiduaires urbaines, de nombreuses installations sont en fonctionnement en Allemagne et en Scandinavie.

Les avantages :

Ce procédé ne nécessite pas de décantation primaire en amont.

Suppression de l'étage de clarification secondaire présent dans le cas d'un traitement classique par boues activées.

Gain d'environ 40% en surface par rapport à une boue activée classique (tout se passe dans le même bassin).

Sans besoin de nitrification, ce système permet de réduire fortement les risques de flottation des boues dues à une dénitrification mal contrôlée dans l'étape de décantation.

Les inconvénients :

Procédés mal adaptés à des boues ayant une mauvaise décantabilité (indice de boue élevé) et présentant un risque de moussage

Couverture de surface importante à prévoir et volumes importants à désodoriser.

Risque de présence de flottants, engendrant potentiellement des dysfonctionnements sur le traitement et générant des émissions d'odeurs.

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par du personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Coût d'investissement élevé et frais d'exploitation élevés

Traitement spécifique des boues

6.2.1.3.2 Bioréacteur membranaire

Le procédé repose sur la mise en œuvre d'une boue activée faible charge dont l'étape de clarification est effectuée au moyen d'une membrane à la place d'un clarificateur.

La membrane permet de s'affranchir des problèmes de décantabilité des boues et par conséquent d'augmenter la concentration en biomasse dans le bassin d'aération, d'où une diminution du volume de ce dernier d'un facteur 3 environ par rapport à un procédé classique.

Le schéma ci-dessous présente la disposition des différents ouvrages et un exemple de modules membranaires.

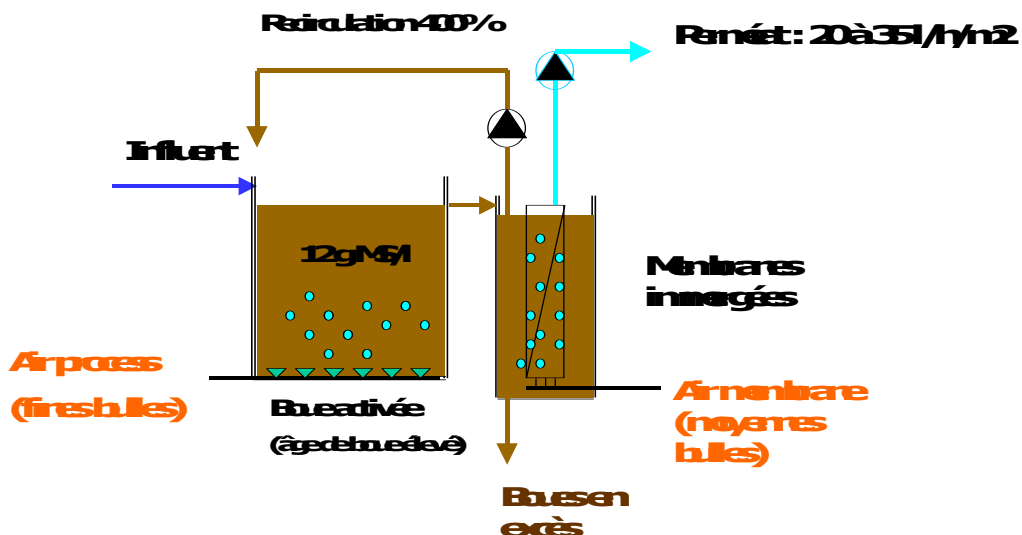


Figure 19 : Bioréacteur membranaire – Schéma de principe

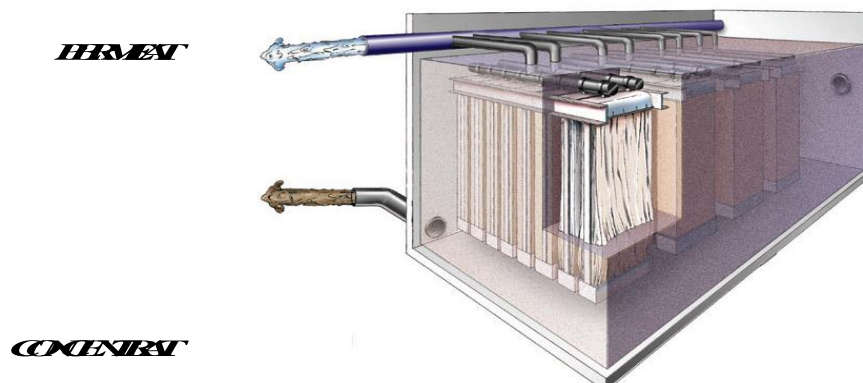


Figure 20 : Bioréacteur membranaire – Mise en œuvre du module membranaire

Les technologies existantes comprennent toutes des membranes organiques, tubulaires (fibres creuses) ou planes, disposées soit directement dans le bassin d'aération, soit dans un compartiment spécifique (ce qui nécessite une recirculation).

Pour maintenir la perméabilité :

Une agitation constante est maintenue à la surface de la membrane, au moyen d'une diffusion d'air (grosses bulles),

Des rétrolavages sont effectués fréquemment à l'aide de l'effluent traité avec adjonction de réactifs ponctuellement,

Les membranes tubulaires nécessitent un nettoyage chimique complémentaire.

Les avantages :

Ce procédé ne nécessite pas une décantation primaire physico chimique en amont.

Système très performant.

Volume de biologie réduit par 3 environ car la concentration en MS dans le bassin biologique peut être de 8 à 12 g/l.

Pas de risque de dépôts de MES.

Pas de clarification (qui a une forte empreinte au sol).

Couverture possible du système sans difficulté majeure

Réduction importante des germes bactériologiques grâce à la faible porosité des membranes,

Les inconvénients :

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par du personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Traitement spécifique des boues

Risque de colmatage des membranes.

L'investissement est élevé lié essentiellement au prix des membranes. Le coût d'exploitation est élevé lié au renouvellement des membranes. La consommation en énergie est importante et liée à une recirculation élevée des boues et une aération constante des membranes pour limiter le colmatage. La consommation en réactif est importante, notamment pour le lavage des membranes.

Les membranes sont dimensionnées sur la base des débits horaires de pointe et la température des effluents. Plus la température est faible, plus l'eau est visqueuse, plus le flux passant dans les membranes est faible. Ainsi, pour un même débit, un effluent de faible température impliquera la mise en œuvre d'une surface de membrane plus importante que pour un effluent plus chaud.

6.2.1.3.3 Réacteur en flore fixée fluidisée ou « MBBR Moving Bed Biofilm Reactor »

Il s'agit d'un procédé éprouvé depuis plusieurs décennies, développé par des sociétés scandinaves et qui a fait ses preuves en matière de fiabilité et d'efficacité. Le schéma ci-dessous présente le principe général.

Ce procédé fonctionne selon le principe des boues activées. Cependant, un matériau plastique permettant la fixation de la biomasse épuratrice est introduit dans les bassins de sorte à accroître fortement la quantité de biomasse présente dans les ouvrages.

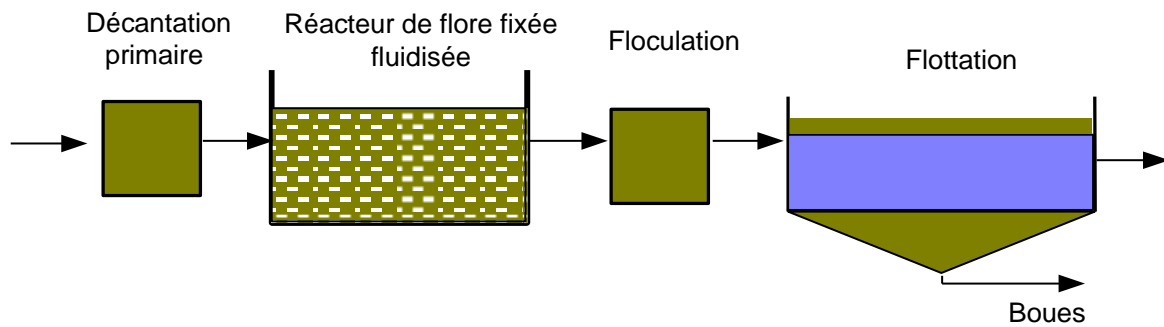


Figure 21 : MBBR – Schéma de principe

Les avantages :

Ce procédé ne nécessite pas une décantation primaire physico chimique en amont.

Sa faible perte de charge ne nécessite pas des bâtiments trop hauts.

Sa compacité permet de diminuer la surface au sol de la biologie et favorise par conséquent la possibilité de couvrir ces ouvrages.

Les boues biologiques produites par ce procédé sont organiques (80% de MVS) et par conséquent facilement digérables.

L'extensibilité de ce système est plus aisée que d'augmenter le volume d'une boue activée.

Lorsqu'il n'est pas nécessaire de dénitrifier, ce système est plus intéressant qu'avec dénitrification d'un point de vue exploitation car :

- les nitrates de sortie ne risquent pas de faire flotter les boues dans le cas de mise en place d'une flottation,
- il n'y a pas besoin d'utiliser de substrat carboné exogène pour dénitrifier.

Ce procédé n'est pas sensible à la décantabilité des boues (indice de boue élevé)

Les inconvénients :

Exige une exploitation et un entretien à plein temps par du personnel compétent

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Traitement spécifique des boues

La production de boues est supérieure à une boue activée précédée d'une décantation primaire classique.

L'étage de décantation de ce procédé est plus complexe à gérer qu'une boue activée classique car il est beaucoup plus automatisé,

Le coût d'exploitation de cette technologie est plus élevé qu'une boue activée classique mais légèrement moindre que les biofiltres.

6.2.1.3.4 Système de biofiltration après décantation primaire

Les biofiltres sont des réacteurs biologiques qui assurent l'élimination de la matière organique contenue dans l'eau usée par des populations bactériennes qui adhèrent à un support granulaire et colonisent le matériau.

Le milieu doit impérativement demeurer en aérobiose pour satisfaire les besoins en oxygène des bactéries assurant le traitement du carbone et l'oxydation des composés azotés.

Afin d'éviter tout encrassement, des rétro-lavages sont effectués de façon régulière.

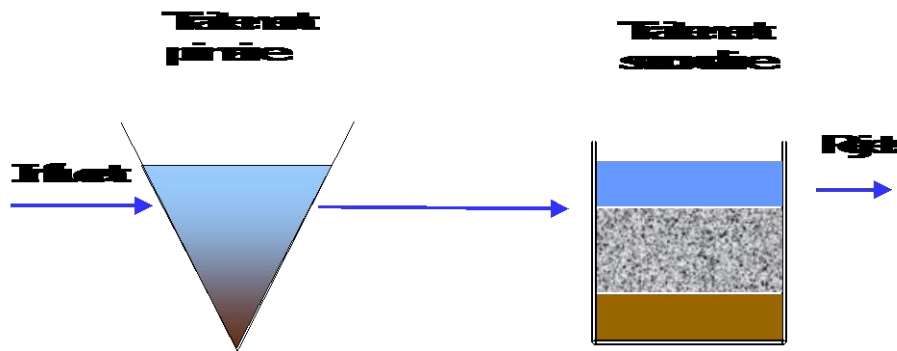


Figure 22 : Système de biofiltration après décantation primaire – Schéma de principe

Cette technique s'affranchit de la décantation des boues biologiques puisque le médium filtrant des biofiltres les retient. Elle est précédée d'une décantation primaire.

Les avantages :

La filtration liée au procédé permet de s'affranchir de l'étape de clarification (présente pour les boues activées), et ainsi

- du risque de départ de boues biologiques.
- d'une forte emprise au sol des ouvrages de clarification.

le confinement est facilité (les postes de traitement peuvent être facilement intégrés dans des locaux étanches, ventilés et désodorisés),

la conception et l'agencement de l'ensemble des installations au sein d'un bâtiment unique,

la modularité de la capacité de traitement permettant une réactivité du traitement face aux augmentations rapides des charges de pollution, par rotation des cellules maintenues en service en fonction des différents cas de charges.

Les boues biologiques produites par ce procédé sont organiques (80% de MVS) et plus facilement digérables que les boues activées.

L'extensibilité de ce système est plus aisée que d'augmenter le volume d'une boue activée.

Les inconvénients :

Une décantation primaire physico chimique est obligatoire en amont,

Des coûts d'investissement et d'exploitation importants

L'exploitation est plus conséquente en termes de maintenance (les équipements à entretenir étant plus nombreux) et d'opérations à effectuer (un cycle de lavage automatique de chaque cellule étant nécessaire périodiquement).

Stock local de pièces de rechange nécessaire

Alimentation électrique en continu

Traitement spécifique des boues

6.2.2 ANALYSE COMPARATIVE

Les avantages et inconvénients de chacune des 8 options techniques présentées ci-dessus sont résumés dans le tableau page suivante.

		Emprise au sol	Coût d'installation	Coût d'exploitation	Nuisances	Complexité d'exploitation	Complexité d'installation	Qualité du traitement
Système de lagunage	Lagunage naturel	Importante (facteur 10 par rapport aux solutions intensives)	Faible	Faible	Inexistantes si correctement exploité	Faible mais nécessite des curages	Utilisation de main d'œuvre locale	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Bon rendement sur l'azote global et le phosphore total ➤ Faible rendement sur la matière organique
	Lagunage aéré	Importante (facteur 10 par rapport aux solutions intensives)	Modéré	Nécessite une alimentation continue en électricité	Inexistantes si correctement conçu	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Utilisation de main d'œuvre locale	Rendement élevé pour les germes pathogènes
Solutions intensives	Lit bactérien	Faible	Modéré	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité ➤ Nécessite un traitement spécifique des boues 	Fortes	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Traitement non autonome à insérer dans une filière	Rendements élevés
	Boues actives classique (cultures libres)	Faible	Elevé	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Elevé à cause du matériel d'aération ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité ➤ Nécessite un traitement spécifique des boues 		<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Traitement non autonome à insérer dans une filière	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Rendements élevés en DBO et DCO ➤ Traitement possible de l'azote et du phosphore
Solutions compactes	Sequencing batch reactor SBR	Faible	Elevé	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Elevé à cause du matériel d'aération ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité ➤ Nécessite un traitement spécifique des boues 	D'importants volumes à désodoriser – risque de nuisance	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps 	Filière simplifiée par rapport aux solutions intensives	Traitement non adapté pour certains types d'effluent

		Emprise au sol	Coût d'installation	Coût d'exploitation	Nuisances	Complexité d'exploitation	Complexité d'installation	Qualité du traitement
	Bioréacteur membranaire	Faible	Elevé	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Elevé à cause des membranes ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité 	Faible	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Pas de nécessité de décantation primaire	Rendements élevés
	Réacteur en flore fixée fluidisée MBBR	Faible	Elevé	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Relativement élevé ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité ➤ Nécessite un traitement spécifique des boues 	Faible	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessite un personnel qualifié à plein temps ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Pas de nécessité de décantation primaire	Rendements élevés
	Système de biofiltration après décantation primaire	Faible	Elevé	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Elevé ➤ Nécessite une alimentation continue en électricité ➤ Nécessite un traitement spécifique des boues 	Faible	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Nécessité d'avoir les pièces de rechange sur place 	Système non autonome à insérer dans une filière	Rendements élevés

6.3 PRECONISATION CONCERNANT LE CONTEXTE DJIBOUTIEN

Tout comme les installations des stations de pompage, les capacités des ouvrages de traitement devront être étendues progressivement au fur et à mesure que la quantité d'effluents à traiter va augmenter.

L'augmentation des débits rejetés dans le réseau collectif est principalement fonction de l'évolution des éléments suivants :

- ✓ Augmentation de la population,
- ✓ Augmentation des dotations domestiques,
- ✓ Extension de la ville et donc implantation de nouveaux gros consommateurs,
- ✓ Extension du réseau collectif d'assainissement et augmentation du taux de raccordement vers les stations d'épurations.

Ces points ont été abordés en détail dans le rapport de première partie de Mission B.

Le schéma d'urbanisme prévoit déjà la création de deux nouvelles STEP à Doraleh et Balbala d'ici l'horizon 2035. Ces propositions seront étudiées et complétées en *Mission F - Etudes des options principales d'assainissement et du schéma de drainage pluvial*.

Suite à l'analyse des différents procédés envisageables sur Djibouti, nous retenons le procédé à Boue Activée comme étant le plus adapté au contexte Djiboutien. Les principales raisons de ce choix sont les suivantes :

- ✓ **Les filières extensives nécessitent des emprises en sol beaucoup trop importantes face au besoin en termes de capacité** (+550 000 EH sur l'ensemble de l'agglomération Djibouti/Balbala de capacité à acquérir d'ici 2036 d'après les hypothèses prises en Mission B sur l'évolution de la population, du taux de raccordement et des évolutions en dotation). Avec les projets d'urbanisation en cours sur Balbala, le foncier nécessaire n'est pas disponible ;
- ✓ **Les lits bactériens sont moins efficaces que le système à Boue Activée** : la dégradation est meilleure en Boue Activée du fait d'un plus long temps de séjour permettant un contact plus important avec la biomasse ;
- ✓ **Les stations compactes présentent des coûts d'exploitation supérieurs au système à boue activée** : consommation d'avantage d'énergie pour la filtration, besoin en réactifs plus important.

Vu les conditions particulières régnant sur Djibouti, et suite au retour d'expérience sur la STEP de Douda, les points particuliers suivants seront à prendre en compte pour les futurs STEP de type boue activée :

- ✓ Caractéristiques de l'effluent à prendre en compte lors de la conception de la station : eau saline, et importante septicité (présence de H₂S dans l'effluent) liée aux problèmes de stagnation en réseau mais aussi au besoin quasiment constant de mettre en place des réseaux comportant des stations de refoulement et potentiellement de long linéaires de refoulement augmentant les temps de séjour anaérobie en réseau et ainsi le risque de production de H₂S. Le H₂S va entraîner la corrosion des éléments en béton et métalliques. Il faudra prévoir des revêtements EPOXY sur les ouvrages de contact en phase de prétraitement ainsi qu'une aération pouvant être complétée par l'injection de FeCl₃ ;
- ✓ Du fait de l'atmosphère extérieure particulièrement agressive (température élevée, taux de salinité élevé de l'atmosphère), nous recommandons l'usage de canalisation en INOX avec un revêtement extérieur de protection ;
- ✓ Concernant les bassins plantés de roseaux pour le traitement des matières de vidange, les essais sur la STEP Douda ont montré que les espèces locales se développent bien plus vite que les espèces européennes qui ne sont pas adaptées aux conditions climatiques locales. Si cette solution devait être réutilisée à l'avenir il est conseillé de privilégier les espèces locales.

Notons qu'actuellement des problèmes de transfert des effluents ont lieu sur le réseau. Ces problèmes induisent une réception de charge en entrée station fortement variable en fonction des événements ayant lieu sur les réseaux (curages, arrête puis remise en route manuel de stations de pompage, etc...). Ce type d'évènement peut perturber la biomasse, et n'aide pas à la bonne exploitation de la station de traitement. Néanmoins, le diagnostic de la STEP de DOUDA a montré que le niveau de traitement est relativement bon, une amélioration de la gestion des ouvrages de transfert permettra de faciliter l'exploitation de la station et de permettre d'augmenter la capacité entrante (diminution des pics pour un effluent en entrée plus stable de façon journalière et une utilisation de la capacité totale de la STEP à termes en fonction des extensions de réseaux etc...).

L'implantation d'un bassin tampon, qui permettrait de temporiser les apports soudains liés aux dysfonctionnements de réseaux, n'est pas retenue pour les raisons suivantes :

- ✓ Le bassin devrait être placé après les ouvrages de prétraitement, dans la configuration actuelle de la STEP de DOUDA cette configuration n'est pas envisageable. Par ailleurs, elle nécessiterait la mise en place d'un poste de relèvement et donc des frais supplémentaires en exploitation,
- ✓ Il s'agirait d'un traitement curatif alors qu'une gestion préventive serait plus intéressante à mettre en œuvre,
- ✓ Le diagnostic de la STEP de DOUDA a démontré un bon fonctionnement malgré la variabilité des apports journaliers, l'intérêt résiderait d'avantage à faciliter l'exploitation de la STEP qui peut être réalisé par une gestion en amont directement en améliorant les conditions de transfert en réseau et l'exploitation.

7 TRAITEMENT COMPLEMENTAIRES POUR USAGES SPECIFIQUES DES EAUX USEES EPUREES

L'agglomération de Djibouti, de par son contexte hydrique difficile, est fortement intéressée par la réutilisation des eaux usées traitées.

Comme détaillé en *Mission A – Collecte bibliographique des informations existantes et analyse critique des données*, les eaux usées traitées sont déjà réutilisées dans le domaine de l'agriculture. Un projet de valorisation des eaux usées traitées en culture maraichères est en cours. Il sera installé par le Projet Alliance Mondiale Contre le Changement Climatique sous financement de l'Union Européenne.

L'objectif de ce chapitre est :

- 1) De définir les caractéristiques de l'eau usée traitée pour permettre sa réutilisation en irrigation sans risques sanitaires et environnementaux,
- 2) D'établir la liste des traitements envisageables pour répondre aux normes de qualité de l'eau définies préalablement.

7.1 QUALITE NECESSAIRE DES EAUX USEES EPUREES POUR PERMETTRE LEUR REUTILISATION EN IRRIGATION

Pour pouvoir valoriser les eaux usées traitées pour l'agriculture, des normes de rejets des eaux usées devront être mises en place. En effet, l'élaboration de normes pour la réutilisation des eaux usées traitées en agriculture permettra de protéger la population d'une éventuelle transmission des composés toxiques des eaux usées dans la chaîne alimentaire, et de limiter les risques de contamination de l'environnement.

Les principaux facteurs à suivre par rapport aux données de la STEP sont les suivants :

Salinité : Une salinité est jugée forte lorsqu'elle dépasse 2,0 g/l de concentration en ions chlorures. La salinité des eaux brutes en entrée de la station de Douada est de 2 mg/L en moyenne, et peut monter à 4 g/L.

SAR : Sodiul Adsorption Ration ($[Na^+] / \sqrt{([Ca^{++}] + [Mg^{++}])/2}$) pour mesurer le risque de sodisation des sols : l'accumulation de sodium sur le complexe adsorbant des sols peut dégrader les propriétés physiques des sols.

Le Bore (ne doit pas dépasser 3 mg/l) : Dans les eaux usées, le bore provient des lessives et des rejets industriels. A des concentrations très faibles, le bore est indispensable à la croissance des végétaux, mais lorsque sa concentration excède 1 mg/l, il peut être toxique pour les plantes les plus sensibles (arbres fruitiers notamment).

Un traitement supplémentaire par chloration devrait être mis en place afin de désinfecter les eaux traitées par la STEP.

Le tableau suivant indique les directives pour l'interprétation de la qualité de l'eau pour l'irrigation de la FAO (organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture):

Problèmes potentiels en irrigation	Unités	Degré de restriction à l'usage		
		Aucun	Léger à modéré	Sévère
Salinité ECw	dS/m (mg/l)	<0,7 (450)	0,7-3,0 (450-2000)	>3,0 (2000)
Infiltration SAR = 0 – 3 et ECw = SAR = 3 – 6 et ECw = SAR = 6 – 12 et ECw = SAR = 12 – 20 et ECw = SAR = 20 – 40 et ECw =	dS/m	>0,7 >1,2 >1,9 >2,9 >5,0	0,7-0,2 1,2-0,3 1,9-0,5 2,9-1,3 5,0-2,9	<0,2 <0,3 <0,5 <1,3 2,9
Sodium (Na) Irrigation de surface Irrigation par aspersion	SAR méq/l	<3 <3	3-9 >3	>9
Chlorure (Cl) Irrigation de surface Irrigation par aspersion	méq/l méq/l	<4 <3	4-10 >3	>10
Bore (B)	mg/l	<0,7	0,7-3,0	>3,0
Effets divers Azote (NO3-N) Biocarbonate (HCO3)	mg/l méq/l	<5 <1,5	5-10 1,5-8,5	>10 >8,5
PH	Gamme normale 6,5 – 8,4			

Tableau 8 : Directive de la FAO (1985) pour la réutilisation des eaux usées traitées

Les directives de l'OMS diffèrent de l'approche « risque zéro » du FAO en termes de risque de contamination bactériologique. Les normes en termes de bactériologie des directives de l'OMS sont visibles page suivante.

Catégorie	Conditions de réalisation	Groupe exposé	Nématodes intestinaux ^a (nbre d'œufs/l) moyenne arithmétique	Coliformes intestinaux (nbre par 100 ml) moyenne ^b géométrique	Procédé de traitement susceptible d'assurer la qualité microbiologique requise
A	Irrigation de cultures destinées à être consommées crues, des terrains de sport, des jardins publics ^c	Ouvriers agricoles, consommateurs, public	< = 1	< = 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'arbres	Ouvriers agricoles	< = 1	Aucune norme n'est recommandée	Rétention en bassins de stabilisation pendant 8-10 jours ou tout autre procédé d'élimination des helminthes et des coliformes intestinaux
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B si les ouvriers agricoles et le public ne sont pas exposés	Néant	Sans objet	Sans objet	Traitement préalable en fonction de la technique d'irrigation, mais au moins sédimentation primaire

a. Espèces *Ascaris* et *Trichuris* et ankylostomes.

b. Pendant la période d'irrigation.

c. Une directive plus stricte (< 200 coliformes intestinaux par 100 ml) est justifiée pour les pelouses avec lesquelles le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.

d. Cette recommandation peut être assouplie quand les plantes comestibles sont systématiquement consommées après une longue cuisson.

Tableau 9 : Directive de l'OMS pour la réutilisation des eaux usées traitées

Ces directives de l'OMS ont été basées sur des données épidémiologiques considérant que la présence d'un agent pathogène dans l'environnement est insuffisante pour déclencher la maladie. La quantité excrétée, le temps de latence, la survie dans l'environnement, la multiplication, la dose infectante, la réponse immunitaire de l'hôte et l'existence d'hôtes animaux conditionnent le risque de transmission de la maladie.

De ce fait, l'approche épidémiologique et l'approche « risque zéro » diffèrent par le niveau de risque qu'on accepte d'assumer et des usages en termes de réutilisation de l'eau (consommation alimentaire, arrosage production de combustibles, de nourriture animale, etc...). L'approche épidémiologique se traduit par un niveau de traitement moins poussé et donc des investissements moins élevés que l'approche « risque zéro ».

En parallèle, un projet de loi a été établi sur Djibouti pour proposer des normes à respecter pour la réutilisation des eaux usées traitées. Les valeurs limites proposées pour chaque paramètre de pollution retenu sont présentés dans le tableau présenté ci-dessous :

PARAMETRES	VALEURS LIMITES
pH	6.5 – 9.0
Conduction électrique	6000 – 7000 μ S/cm à 25°C
DBO ₅	30 MG/L
DCO	130 MG/L
MES	50 MG/L
COULEUR	50 MG/L ECHELLE AU PLATINE COBALT
AZOTE ORGANIQUE ET AMMONICAL	30 MG N/L
PARAMETRE BACTERIOLOGIQUES	
Coliformes fécaux	1000 /100 mL
Salmonelle	Absence dans 5L
Streptocoques fécaux	Absence dans 450 mL
Vibrion Cholérétique	Absence dans 450 mL
PARAMETRE PARASITOLOGIQUES	
HELMINTH EGGS	< 1
Parasites pathogènes	Absence
OEufs, Kystes de parasites	Absence
Laves d'Ankylostomides	Absence
Fluococercaires de Schistosoma hoematobium	Absence
PARAMÈTRES TOXIQUES (mg/L)	
Mercure (Hg)	0.001
Cadmium (Cd)	0.01
Arsenic (As)	0.1
Chrome total	0.1
Plomb (Pb)	5.0
Cuivre (Cu)	0.2
Zinc (Zn)	2.0
Sélénium (Se)	0.02
Fluorure (F)	1.5
Cyanures (CN)	1.0
Phénols	3.0

Aluminium (Al)	5.0
Beryllium (Be)	0.1
Cobalt (Co)	0.05
Fer (Fe)	5.0
Lithium (Li)	2.5
Manganèse (Mn)	0.2
Molybdène (Mo)	0.01
Nickel (Ni)	0.2
Vanadium (V)	0.1
Bore	1 mg/L
EFFETS DIVERS	
Sulfure de dihydrogène (H ₂ S)	2.0 mg/L
Azote total	
Température	35°C
pH	6.5 – 8.5
Matière en suspension pour une irrigation gravitaire	2000 mg/L
Matière en suspension pour une Irrigation par aspersion (mg/L)	518 mg/L
DETERGENT*	3.0 MG/L
SULFURES LIBRES (S ²⁻)	1.0 MG/L
HYDROCARBURES	10 MG/L
HUILES ET GRAISSES	30 MG/L
COMPOSES PHARMACEUTIQUES (CARBAMAZEPINE, ...)	0.0001 MG/L
SOLVANT ORGANIQUE AROMATIQUES	0.01 MG/L
TRIHALOMETHANE	0.03 MG/L
SOLVANT ORGANIQUE AROMATIQUES	0.01 MG/L
SUBSTANCES ENDOCRINIENNES ACTIVES	0.0001 MG/L
PESTICIDES (TOTAL)	0.05 MG/L
PHENOL (TOTAL)	0.1 MG/L
SURFACTANT (TOTAL)	0.5 MG/L
TRIHALOMETHANE	0.03 MG/L
BENZENE	0.001 MG/L

Tableau 10 : Normes pour la réutilisation des eaux usées traitées pour l'agriculture – Projet de Loi en cours

Ces valeurs sont sensiblement les mêmes que celles définies dans ce même projet de loi pour les rejets à l'environnement : seule la valeur en Streptocoques fécaux est plus restrictive.

Les Streptocoques fécaux (qui font maintenant partie de la classe des Entérocoques intestinaux) témoignent d'une contamination d'origine fécale ancienne, tandis que les coliformes fécaux témoignent d'une contamination d'origine fécale récente. Ils sont d'avantage persistant aux agents

désinfectants que les autres organismes indicateurs de contamination fécale, ce qui explique la restriction prise.

Le nombre total de paramètres pris en compte est très important comparé aux normes de l'OMS et de la FAO. Cette norme impose de très faibles concentrations pour tous les paramètres toxiques de type métaux et éléments organiques, notamment les substances endocriniennes.

Nous nous baserons sur les paramètres indiqués par l'OMS pour cibler les dispositifs de traitement complémentaires au système à boue activée à mettre en place.

Par exemple selon l'OMS, le bore est un élément clé que l'on retrouve dans de nombreuses lessives et qui est reconnu comme non éliminé par les méthodes de traitement classiques.

7.2 TRAITEMENTS COMPLEMENTAIRES A ENVISAGER POUR UNE REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITES EN AGRICULTURE

7.2.1 LES TRAITEMENTS EXISTANTS

Pour commencer il est important de préciser que les traitements de type boue activée permettent d'abattre la pollution bactériologique jusqu'à 90 à 95%. Avec la mise en place de bassins de stabilisation et de chloration ce taux de traitement peut monter à 99%.

Par contre les virus sont plus difficilement éliminés par les méthodes classiques et peuvent subsister dans les effluents après chloration. L'ozonation est particulièrement efficace contre les virus, mais elle est très coûteuse.

Les différents traitements de désinfection existants sont présentés dans le tableau page suivante :

- Chloration,
- Ozonation,
- UV,
- Ultrafiltration.

Et chaque traitement de désinfection est vu en détail dans les sous-chapitres suivants.

Sont également présentés les traitements préalables requis pour les désinfections aux UV, par chloration et par ozonation.

OFFICE NATIONALE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT DE L'AGGLOMERATION DE DJIBOUTI
SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE DJIBOUTI

	Chloration	Ozonation	UV	Ultrafiltration
Prétraitement requis	Traitement de la MES et de la MO indispensable	Traitement de la MES et de la MO indispensable	Traitement de la MES et de la MO indispensable	Préfiltre de protection des membranes
Exploitation	Surdosage nécessaire (lié à la présence de matières organiques) Déchloration nécessaire (peu efficace sur les sous-produits)	Surdosage sans dangers Stockage impossible de l'ozone : production en continu sur place nécessaire.	Pas de produits chimiques, pas de surdosage Entretien régulier des lampes	Pas de produits chimiques, pas de surdosage
Mise en œuvre	Poste de préparation et d'injection de réactif Bâche de contact (60min) Bâche de déchloration	Ozoneur + catalyseur Bâche de contact	Rack de lampes UV placés en canaux.	Skids hors-sol de modules membranaires. Bâche de reprise Bâche de lavage
Fiabilité	Procédé fiable tant que le traitement préalable permet un abattement constant de la MES ainsi que de la MO.	Procédé fiable tant que le traitement préalable permet un abattement constant de la MES ainsi que de la MO.	Procédé fiable tant que le traitement préalable permet un abattement constant de la MES (turbidité de l'eau suffisamment faible pour augmenter la transmittance).	Procédé le plus fiable. Performances constantes Supporte les variations de charges
Performances	Procédé inefficace face aux virus	Procédé efficace contre tout type de microorganismes	Procédé efficace contre tout type de microorganismes	Procédé efficace contre tout type de microorganismes
Sous-produits	THM, chloroformes, composés halogénés	Oxydation de la matière organique générant des sous-produits	Aucun	Aucun
Coûts d'investissement	Faible	Elevé	Moyen	Moyen
Coûts d'exploitation	Faible	Elevé	Moyen	Moyen
Emprise	Importante (bâches de contact) Prétraitement requis	Moyenne Prétraitement requis	Faible Prétraitement requis	Très faible (pas de prétraitement requis)

Tableau 11 : Description des traitements de désinfection existants

7.2.1.1 Désinfection

La désinfection permet l'élimination des micro-organismes pathogènes contenus dans l'eau.

Le tableau suivant résume les différentes techniques de désinfection existantes :

Méthode physico-chimique		Méthode physique	
Chloration	Ozone	Inactivation biologique par UV	Filtration sur membrane

7.2.1.1.1 Chloration

7.2.1.1.1.1 Principe

Le procédé consiste en l'injection d'un produit chloré dans l'effluent à traiter.

Le chlore agit par destruction chimique des microorganismes (blocage de l'activité enzymatique des cellules bactériennes et détérioration du système d'accrochage des virus).

Les réactifs employés pour la chloration des eaux usées sont généralement :

- Le chlore gazeux (dichlore Cl_2)
- l'hypochlorite de sodium (eau de javel $NaClO$)
- Le bioxyde de chlore (ClO_2)

L'injection s'effectue au sein d'un ouvrage dimensionné pour assurer un temps de contact suffisant (environ 60min pour le chlore gazeux et l'hypochlorite de sodium et 30min pour le bioxyde de chlore).

7.2.1.1.1.2 Mise en œuvre

Le bioxyde de chlore est plus efficace que les autres produits chlorés mais sa mise en œuvre est plus complexe (le réactif est instable à la lumière et à la chaleur, et doit être produit sur place en solution aqueuse diluée, généralement par action de l'acide chlorhydrique ou du chlore sur le chlorite de sodium). Il présente par ailleurs un risque d'explosion non négligeable au-delà de 10% en volume d'air.

Le chlore gazeux est mis en œuvre sous forme de bouteilles ou de tanks. Le stockage est soumis à une réglementation stricte, et peut faire l'objet d'une déclaration/autorisation au titre des ICPE, en fonction des quantités stockées.

L'eau de javel est proposée sous forme de solutions commerciales de concentration variant entre 47 et 50 degrés chlorométrique (correspondant à environ 150 g/L de chlore actif). La solution commerciale est stockée en cuve et nécessite une dilution préalable à l'injection dans l'effluent. L'autonomie à prendre en compte doit être limitée en raison de l'instabilité de la solution d'eau de javel (1 à 2 mois pour une solution concentrée, 15 jours pour une solution diluée). La mise en œuvre de pompes doseuses est nécessaire.

7.2.1.1.1.3 Fonctionnement et performances

Le dosage de chlore est compris entre 10 et 50 mg/L pour une eau décantée.

A noter que la chloration est peu efficace voire inefficace contre certains type de microorganismes, et notamment les spores et les virus.

Par ailleurs, les performances de la chloration sont dépendante de la concentration en MES et en matières organiques dans l'effluent à traiter, qui perturbent l'action désinfectante du chlore (le principe actif peut être neutralisé par la matière organique, et les matières en suspensions limite la pénétration du chlore).

Le chlore se combine très rapidement avec les groupement NH des composés organiques (largement présente dans les eaux usées, même traitées) pour donner des chloramines et autres composés indésirables (THM, chloroformes,...). Or, dans le cas d'eau usée urbaine, et même après un traitement tertiaire, l'effluent traité contient toujours de la matière organique en quantité non négligeable. Ainsi, il est souvent nécessaire de procéder à un surdosage de chlore pour conserver une action désinfectante, obligeant à prévoir une déchloration avant rejet, pour éviter d'impacter l'environnement du rejet. Cependant, la déchloration est généralement peu efficace sur les sous-produit générés (chloramines notamment).

L'emploi de bioxyde de chlore peut entraîner la production dans l'eau de chlorites. Les différents constructeurs de générateur de bioxyde considèrent en général que la moitié de la dose de bioxyde de chlore injectée peut donner des chlorites

7.2.1.1.1.4 Synthèse

Avantages :

- Faible coût
- Mise en œuvre connue et maîtrisée

Inconvénients :

- Exploitation délicate pour les eaux usées (variations de charges importantes)
- Risque important de dégradation du rejet par le chlore lui-même, ou par les sous-produits formés
- Performances moindres sur les virus et sur les effluents chargés

La chloration de l'eau usée est de moins en moins utilisée compte-tenu des inconvénients forts que son utilisation génère.

7.2.1.1.2 Ozonation

7.2.1.1.2.1 Principe

Le principe de l'ozonation consiste à injecter dans l'effluent à traiter de l'ozone gazeux (O_3), oxydant puissant, qui agit sur les parois cellulaires et les enzymes.

7.2.1.1.2.2 Mise en œuvre

L'ozone n'est pas stockable, il est fabriqué sur place, par un ozoneur, dans lequel l'air est soumis à un champ électrique permettant la transformation du dioxygène (O_2) en ozone (O_3).

L'air doit être préalablement traité, et l'excès d'ozone présent dans les événements doit également être traité par destruction thermique ou catalytique.

L'ozone est injecté au sein d'un bassin de contact, généralement divisé en 4 compartiments dans lesquels l'ozone est injecté à contre-courant de l'eau.

7.2.1.1.2.3 Fonctionnement et performances

Le temps de contact nécessaire pour que la désinfection soit efficace est de l'ordre de 10 mn pour une dose d'ozone de l'ordre de 10 g/m^3 .

Son efficacité est reconnue mais dépend de la qualité du traitement d'épuration en amont, et notamment l'élimination des matières organiques oxydables, des matières en suspension et des nitrites. Par ailleurs, comme pour la chloration, la présence de matière organique entraîne la formation de sous-produits indésirables sous l'action oxydante de l'ozone.

7.2.1.1.2.4 Synthèse

Avantages :

- Procédé performant, même contre les virus
- Mise en œuvre sans dangers particuliers

Inconvénients :

- Coûts importants (investissement et exploitation)
- Traitement préalable indispensable

7.2.1.1.3 Ultra-violet

7.2.1.1.3.1 Principe

Ce procédé met en œuvre les caractéristiques physico-chimiques du rayonnement UV, qui agit sur les acides nucléiques (composant de l'ADN) et provoque l'inactivation des processus métaboliques nécessaires à la division cellulaire des micro-organismes.

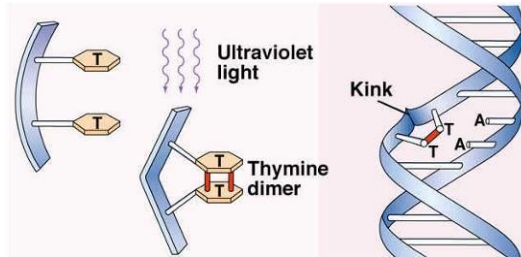
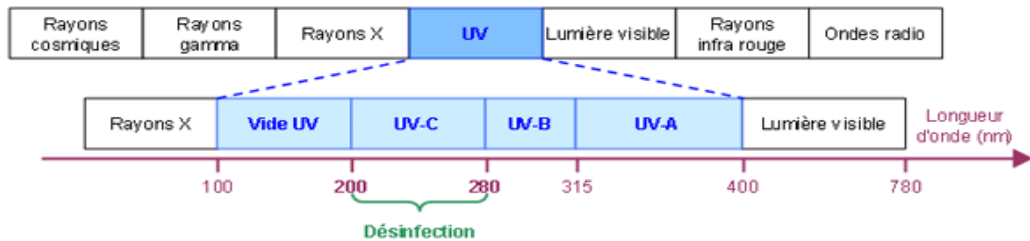


Illustration de l'action du rayonnement UV sur l'ADN

L'effet bactéricide d'une radiation se situe dans la région UVC du spectre d'émission, à la longueur d'onde 254 nm.

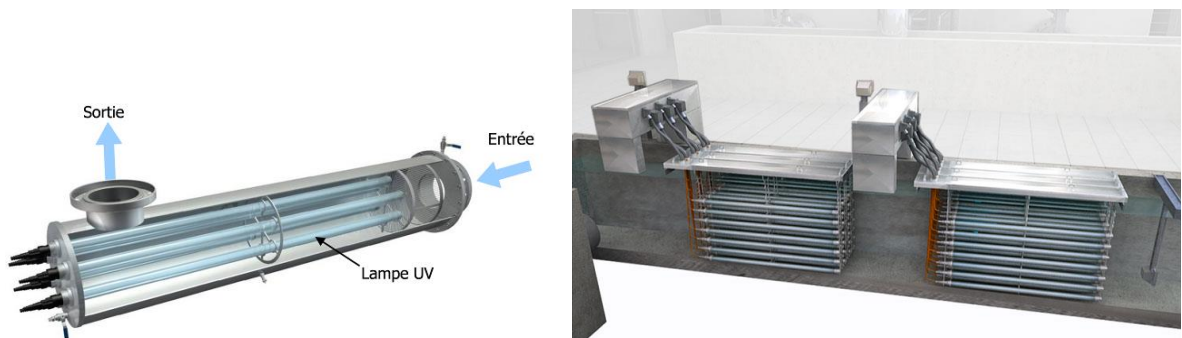


Spectre de la lumière et plage de longueur d'onde pour la désinfection

7.2.1.1.3.2 Mise en œuvre

La désinfection Ultra-Violet peut être mise en œuvre selon plusieurs configurations :

- Réacteur fermés sous pression
- Réacteurs ouverts (canal de désinfection)



Schémas d'un réacteur fermé (à gauche) et d'un réacteur ouvert (à droite)

Les réacteurs fermés sont généralement utilisés en eau potable ou pour de faibles débits, tandis que les réacteurs ouverts (en canal) sont généralement employés pour la désinfection des eaux usées.

Deux types de lampes peuvent être rencontrées :

- Les lampes basses pression, dont le spectre est monochromatique, à faible consommation d'énergie
- Les lampes moyennes pression, dont le spectre est polychromatique, à forte consommation d'énergie, mais aux performances plus importantes liées à l'intensité lumineuse supérieure (ces lampes sont généralement mises en œuvre dans les réacteurs fermés uniquement)

- Dans le cadre de la présente étude, et compte-tenu du type d'effluent à traiter (eaux usées potentiellement chargées), seule les lampes basses pression en canal, intéresserons le projet.

7.2.1.1.3.3 Fonctionnement et performances

Les rayons ultraviolets de longueurs d'ondes comprises entre 200 et 300 nm présentent une action germicide puissante, celle-ci étant maximale à environ 240 nm.

Le dosage se compte en mJ/cm^2 , autrement dit, en puissance lumineuse par surface de contact à l'eau. Le temps de contact est relativement faible avec ce type de procédé. Le dosage est variable en fonction de la charges en entrée et des objectifs de traitement.

L'utilisation de rayons ultraviolets ne peut être envisagée que pour des eaux de bonne transmittance (turbidité et couleur faibles), nécessitant la mise en œuvre d'un traitement préalable.

Les lampes UV perdent de leur intensité au fur et à mesure de leur utilisation. Lorsqu'elles ont perdu 20 à 30% de leur puissance les lampes sont remplacées. La durée de vie des lampes est plutôt faible de l'ordre de 8000 heures (soit un peu plus d'un an).

7.2.1.1.3.4 Synthèse

Avantages :

- Pas de réactifs : pas de dangers en exploitation, pas de risque de surdosage, pas de sous-produits
- Faible temps de séjour : installations compactes

Inconvénients :

- Coûts d'exploitation (entretien et renouvellement, procédé énergivore)
- Traitement préalable indispensable

7.2.1.1.4 Filtration membranaire

7.2.1.1.4.1 Principe

La filtration membranaire permet d'effectuer une filtration physique sous l'effet d'une pression. La membrane constitue une barrière sélective qui selon sa porosité permet de séparer les constituants d'un fluide en fonction de leur taille.

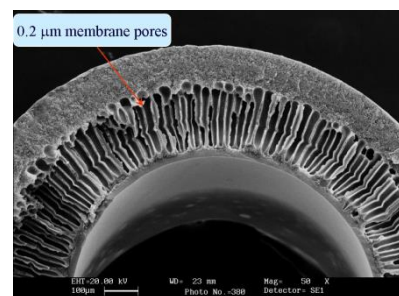
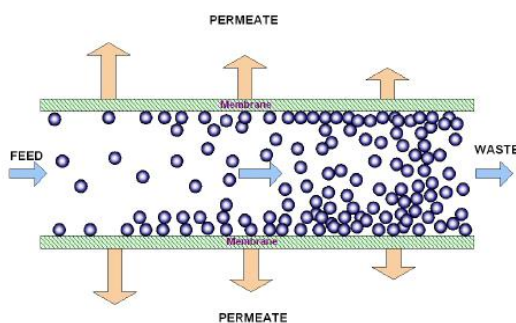


schéma de principe de la filtration membranaire et image électronique de la paroi d'une membrane poreuse

On distingue 2 catégories de filtration membranaire :

- **la microfiltration et l'ultrafiltration** : filtration physique, avec un pouvoir de coupure dont l'ordre de grandeur est compris entre 0,01 et 0,1 μm
- **la nanofiltration et l'osmose inverse** : transfert moléculaire, avec un pouvoir de coupure dont l'ordre de grandeur est compris entre 0,0001 et 0,001 μm

Dans le cadre d'un traitement tertiaire, ce sont les membranes de la première catégorie qui sont employées. Plus particulièrement, dans le cas d'un objectif de désinfection, ce sont les membranes

d'ultrafiltration qui sont utilisées, la microfiltration n'étant pas suffisamment sélective pour permettre un abattement suffisant des microorganismes.

7.2.1.1.4.2 Mise en œuvre

La mise en œuvre des membranes d'ultrafiltration est similaire au traitement de l'eau potable. Les membranes sont généralement sous forme de fibres creuses, mises en œuvre dans des modules. Les modules sont rassemblés au sein de skids dont l'alimentation est commune.



Une protection des membranes est indispensable afin d'éviter toute dégradation liée à l'arrivée potentielle de particules de taille trop importantes et susceptibles de colmater ou détériorer la membrane.

Cette protection est assurée par des pré-filtres de microfiltration placés en amont des skids d'ultrafiltration.

L'alimentation des membranes doit être effectuée sous pression, et nécessite donc la reprise des effluents par pompage.

7.2.1.1.4.3 Fonctionnement et performances

L'ultrafiltration permet d'obtenir un abattement quasi total des microorganismes, y compris les spores et les virus. Le procédé est capable de supporter des variations de charges importantes, notamment en MES.

Une phase de nettoyage par rétrolavage doit être réalisée périodiquement afin de décolmater les membranes. Les eaux de lavage seront envoyées en tête de station.

Les membranes ont également besoin de subir des lavages chimiques à intervalles réguliers, nécessitant la mise en œuvre de poste de préparation dédiés.

L'automatisation des rétrolavages et du fonctionnement des skids permet de disposer d'installations quasiment autonomes et rendent le procédé particulièrement fiable.

7.2.1.1.4.4 Synthèse

Avantages :

- Pas de réactifs : pas de dangers en exploitation, pas de risque de surdosage, pas de sous-produits
- Pas de prétraitement nécessaires (autres que les préfiltres)
- Compatibles avec des variations de charges importantes
- Procédé fiable et automatisable, exploitation aisée

Inconvénients :

- Coûts d'exploitation (procédé énergivore nécessitant un pompage des effluents)

7.2.1.2 Traitements préalables requis

Un traitement préalable est requis pour les procédés de désinfection suivants :

- Désinfection par ultraviolet
- Désinfection par chloration
- Désinfection par ozonation

L'objectif est d'abattre un maximum de pollution (notamment les MES) qui pourrait être à l'origine de dysfonctionnements de la désinfection.

7.2.1.2.1 Filtration sur sable

7.2.1.2.1.1 Principe général

La filtration sur sable consiste à séparer les solides d'un liquide à l'aide d'un milieu filtrant granulaire. L'effluent transite à travers un media filtrant composé de sable de faible granulométrie assurant la rétention des particules.

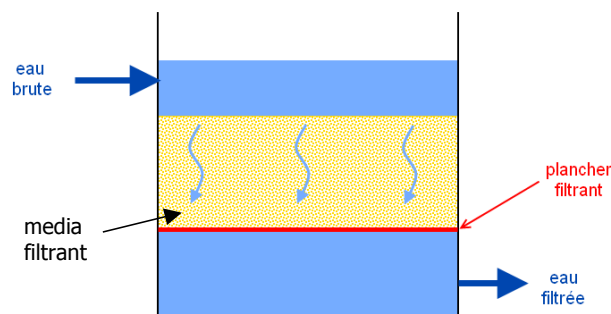


schéma d'un filtre à sable – filtration descendante

7.2.1.2.1.2 Mise en œuvre

La filtration sur sable peut être mise en œuvre en filtres fermés ou en filtre ouvert.

Les filtres ouverts en béton sont à privilégier au regard des débits à traiter : la mise en œuvre en filtres fermés générerait un surcoût important, notamment lié à l'alimentation sous pression des filtres nécessitant des équipements de pompage supplémentaires.

La couche de sable est généralement posée sur une couche de gravier afin de favoriser la diffusion des fluides de lavage (ceci permettant d'éviter la mise en place de chemin préférentiel)

Il peut être mis en œuvre plusieurs couches de matériaux de caractéristiques différentes, permettant d'optimiser la rétention des particules.

Il peut également être mis en œuvre un collage par injection de coagulant en amont des filtres, permettant de favoriser l'agglomération des particules (notamment les particules colloïdales) et augmenter ainsi le taux de rétention dans le filtre.

Les filtres sont équipés d'un plancher assurant plusieurs fonctions :

- support physique de la masse filtrante
- écoulement de l'eau filtrée
- répartition des fluides en lavage

Les principaux planchers qui peuvent être mis en œuvre sont les suivants :

- les planchers à buselure : planchers coulés en béton ou dalles pré-coulés
- les planchers modulaires type Leopold : modules cubiques préfabriqués à poser
- les planchers à grille (type Triton)



De gauche à droite : planchers à buselure, planchers modulaire, planchers à grille

Pour assurer le lavage des filtres, il est nécessaire de prévoir la mise en œuvre de bâches d'eau de lavage et de bâches d'eau sale.

7.2.1.2.1.3 Fonctionnement

L'eau est admise dans un canal de répartition permettant d'assurer l'équipartition de l'eau à traiter sur chaque filtre.

Lorsque le filtre est propre, les pertes de charge sont relativement faibles. Lorsque la perte de charge induite par le colmatage des filtres est équivalente à environ 1 mètre de colonne d'eau, le cycle de lavage doit être amorcé.

Le lavage des filtres consiste d'une part à détasser le lit de sable et d'autre part à laver le sable des particules agglomérées sur ce dernier. Différentes séquences doivent être prévues, selon des durées et des vitesses de passage spécifiques :

- lavage à l'eau
- lavage à l'air
- rinçage à l'eau

7.2.1.2.1.4 Synthèse

Avantages :

- Bonnes performances
- Fiabilité de fonctionnement
- Exploitation aisée

Inconvénients :

- Emprise au sol (bâches d'eau de lavage nécessaire)
- Contraintes de qualité d'eau en amont ([MES] < 30 mg/L)

7.2.1.2.2 Clarification physico-chimique

La clarification peut être effectuée par décantation ou par flottation. Dans le cas d'un traitement tertiaire d'effluents urbains, la clarification par décantation présente de meilleures performances

7.2.1.2.2.1 Principe général

Les principes mis en œuvre sont l'agglomération chimique des molécules et la décantation gravitaire.

La clarification se décompose en plusieurs sous-étapes :

- la coagulation : injection d'un coagulant, qui neutralise les particules (notamment les colloïdes), et forme un précipité insoluble
- la floculation : injection d'un floculant qui assure l'agglomération des particules coagulées pour former des floccs
- la décantation : séparation gravitaire des floccs

La matière accumulée en fond d'ouvrage est extraite vers la filière de traitement des boues.

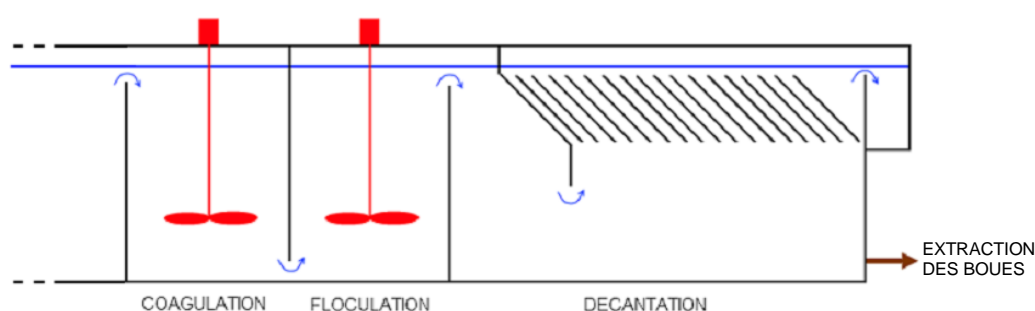


Schéma de principe de la décantation

7.2.1.2.2.2 Mise en œuvre et fonctionnement

La coagulation et la floculation sont généralement mis en œuvre au sein d'ouvrage dédiés, équipés d'une agitation, rapide dans le cas de la coagulation, et lente dans le cas de la floculation.

Dans le cas d'un traitement tertiaire, les réactifs généralement employés sont :

- Coagulation : sels de fer ou d'aluminium (chlorure ferrique, sulfate d'aluminium,...)
- Floculation : polymère

Le type des réactifs à employer et leur dosage sont à déterminer par des essais JAR-TEST en laboratoire, qui permettent de définir le type de coagulant optimal, le dosage associé, et le pH optimal.

A noter que les systèmes UV sont très sensibles à l'encrassement (présence de fer notamment), ce qui peut être déterminant dans le choix du réactif de coagulation à employer.

On distingue schématiquement 3 types de décanteurs :

- les décanteurs statiques, généralement coniques
- les décanteurs à lits de boues, généralement à avec un lit de cônes de concentration
- les décanteurs à recirculation de boues (dans cette catégorie peuvent être classés les décanteurs à floccs lestés de microsables par exemple).

Les décanteurs sont généralement équipés de lamelles dans leur partie supérieure afin d'augmenter la charge hydraulique globale et ainsi réduire la surface au sol des ouvrages. Les modules lamellaires sont dans la majorité des cas constitués de plaques inclinées trapézoïdales. Ces plaques sont juxtaposées les unes aux autres et forment ainsi des canaux de section hexagonale.

L'eau flocculée circule de bas en haut dans l'intervalle interplaque et grâce à un écoulement de type laminaire (vitesse nulle au droit des plaques), les matières en suspension se déposent sur celles-ci et tombent sur le radier de l'ouvrage.

L'eau clarifiée est collectée en surface au moyen de goulottes. Les boues sont reprises à la base du décanteur et dirigées vers le traitement des boues.

7.2.1.2.2.3 Synthèse

Avantages :

- Supporte des charges en entrée élevée
- Supporte les variations de charges
- Ouvrage compact

Inconvénients :

- Performances inférieures au filtre à sable ([MES] rarement inférieures à 10 mg/L)
- Utilisation de réactif en quantité importante
- Contraintes de qualité d'eau en amont ([MES] < 50 mg/L)

7.2.1.2.3 Filtre rotatif

7.2.1.2.3.1 Principe général

Le principe du traitement par filtre rotatif est identique aux tamis rotatifs pouvant être utilisés en pré-traitement d'eau usée : l'eau brute traverse une barrière physique qui retient les particules de certaine taille. Dans le cas du filtre rotatif, le media employé est une toile dont le maillage est de l'ordre de la dizaine de μm . Le débit spécifique de filtration est de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$

Le rôle de la rotation est de pouvoir utiliser une partie de la toile pour la filtration (partie immergée) pendant que la partie émergente de la toile est nettoyée par des injecteurs à haute pression dans le sens opposé à celui de la filtration.

Une injection amont de réactif coagulant est également envisageable mais doit être pris en compte dans le flux admissible (charge supplémentaire lié à la formation d'hydroxydes).

7.2.1.2.3.2 Mise en œuvre et fonctionnement

La performance du système en terme d'abattement des MES est liée au choix de la maille filtrante et au flux admissible.

Dès que les pertes de charges sont trop importantes, synonyme de colmatage de la toile, le niveau d'eau en amont monte et un capteur de niveau commande la rotation du tamis. Ainsi, la partie encrassée se trouve au niveau des buses de lavage, et la partie du tamis propre se trouve immergée, en filtration.

Il existe deux principales configurations de mise en œuvre :

- filtre rotatif à tambour
- filtre rotatif à disques

Filtre rotatif à tambour

- 1: Entrée de l'eau à filtrer
- 2: Tambour du filtre avec maillage filtrant
- 3: Détection du niveau d'eau par une sonde
- 4: Rampe de rinçage
- 5: Sortie des boues
- 6: Sortie de l'eau filtrée
- 7: Goulotte de sortie des boues
- 8: Pompe de rinçage

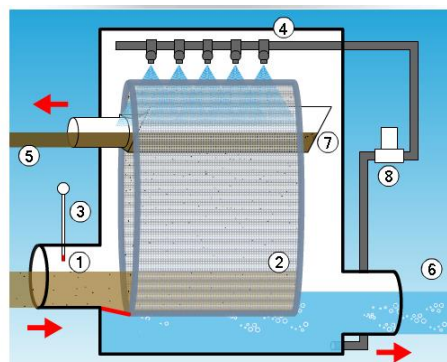


schéma du fonctionnement d'un filtre rotatif à tambour

Dans le cas du filtre rotatif à tambour, le tamis est constitué d'un cylindre unique, fermé au fond, dont l'intérieur est recouvert d'une toile filtrante et parfois d'un maillage grossier supplémentaire (qui joue le rôle de dégrilleur fin dans le cas où l'eau à traiter contient des particules grossières).

L'eau à traiter est acheminée vers le bas du tambour et traverse la toile filtrante de manière gravitaire avant de rejoindre le réceptacle sous-jacent, qui sert également de réserve d'eau de lavage pour la partie supérieure du tamis.

L'eau sale est récupérée dans une goulotte avant d'être évacuée et renvoyée en tête de station.

Filtre rotatif à disques

Ce type de filtre est composé de disques installés en parallèles. Chaque disque est généralement constitué de panneaux interchangeables sur lesquels est fixée la toile filtrante.

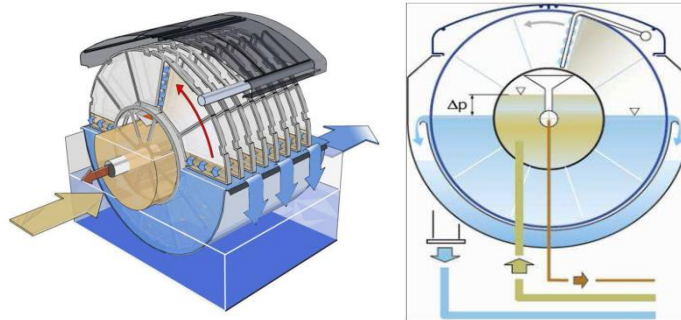


schéma de fonctionnement d'un filtre rotatif à disque

Le principe de fonctionnement est le même que pour le filtre à tambour. La surface de filtration est cependant optimisée car chaque disque constitue finalement un filtre à tambour élémentaire.

7.2.1.2.3.3 Synthèse

Avantages :

- Faible pertes de charges
- Performances équivalentes à un filtre à sable, compatible avec la mise en œuvre d'un procédé de désinfection chimique (UV, ozonation, chloration)
- Procédé compact

Inconvénients :

- Sensible aux variations de charges

7.2.2 PRECONISATION POUR REpondre AU BESOIN SPECIFIQUE DE DJIBOUTI

7.2.2.1 Analyse du traitement actuel sur la STEP de Douda

La STEP de DOUDA dispose des dispositifs pour abattre la pollution bactérienne mais ne dispose pas de dispositifs permettant de détruire les virus. Les procédés permettant leur traitement sont trop coûteux (ozonation, nanofiltration, coagulation et filtration au sable). Leur traitement n'est pas rendu obligatoire par le projet de loi, ni par les directives de l'OMS pour la réutilisation des eaux usées traitées en agriculture.

La STEP de DOUDA dispose d'un traitement tertiaire constitué d'une filtration (pores à 30 µm : cette filtration vise les algues et les MES – c'est un prétraitement nécessaire à la chloration), suivie d'une chloration, ainsi que de bassins de stockage. Les bassins de stockages présents sur la STEP DOUDA ont un volume total de 1368 m³. Le volume entrant à la station est de 2054 m³/j en moyenne sur 2016. Le temps de séjour dans les bassins est de fait en moyenne de 0.66 j soit 15h. Ce temps de séjour est insuffisant pour espérer obtenir une dégradation de 99% de la pollution bactériologique. Mais un système de désinfection existe pour compléter au niveau du bassin de contact. Ce bassin est de 432 m³, soit un temps de séjour de 5h.

Une javellisation complémentaire a été prévue sur la file de pompage vers les parcelles agricoles.

7.2.2.2 Propositions de traitement complémentaires de désinfection pour les futures stations

Les traitements de désinfection sur nous préconisons dans le contexte de Djibouti sont les suivants :

- Peu de surface au sol disponible : filtre rotatif en prétraitement + UV ou Chloration;
- Importante surface au sol disponible : filtre à sable en prétraitement + Chloration.

L'ozonation et l'ultrafiltration ont été écartées pour leurs coûts élevés en exploitation.

7.2.2.3 Règles d'usage pour limiter les coûts de traitement

Un bon compromis consiste en un mixte entre le traitement maximum à moindre coût et la réglementation des conditions d'utilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation et les conditions de consommations des produits :

- ✓ L'interdiction d'irrigation des cultures maraîchères dont les produits sont consommables crus, et l'établissement d'une liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées traitées,
- ✓ L'interdiction d'irrigation des cultures durant les 2 semaines préalables à la récolte,
- ✓ Interdiction de mettre en contact les eaux usées avec les fruits (irrigation par aspersion interdite),
- ✓ Interdiction du pâturage sur les parcelles et aires irriguées par les eaux usées,
- ✓ Les parcelles irriguées doivent être éloignées de plus de 100 mètres des routes, habitations, puits, ou autre ouvrage destiné à l'eau potable,
- ✓ L'irrigation des parcs et espaces verts au moyen des eaux usées traitées soit s'effectuer en dehors des heures d'ouverture au public,
- ✓ Interdiction du moindre raccordement avec une canalisation AEP,
- ✓ Tout usage est soumis à autorisation.

7.3 METHODES D'IRRIGATION LIEES A L'UTILISATION D'EAUX USEES TRAITEES POUR L'AGRICULTURE

7.3.1 POUR L'IRRIGATION DE SURFACE

Au niveau de l'hygiène de travail, l'agriculteur dans les techniques d'irrigation de surface doit alimenter successivement un ensemble de raies ou de bassins et surveiller la bonne régularité de la répartition de l'eau. Ces réglages de façon classique s'effectuent de façon traditionnelle soit à la pelle avec de la terre soit des systèmes de fermetures (vannes, conduite avec bouchon) implantées dans le canal tertiaire.

Avec des eaux usées, le contact physique doit être minimisé : dans ces conditions en raison des risques d'éclaboussures ou du contact manuel avec les effluents, seules les alimentations par des rampes à vannettes, des manches souples, par tuyaux enterrés avec cannes...apparaissent bien adaptés. En outre ces équipements permettent une meilleure économie d'eau.

Au niveau de l'hygiène des récoltes, l'irrigation de surface par bassins ou par planches permet à l'eau usée utilisée de baigner la base des cultures et donc de les contaminer par contact direct. L'irrigation à la raie bien conduite peut éviter ces contacts.

L'irrigation de surface devrait être pratiquée avec des eaux usées ayant subi au minimum un traitement permettant d'obtenir suivant les recommandations de l'OMS (1988) moins d'un oeuf de nématodes intestinaux sur des cultures forestières, des plantes industrielles (coton, oléagineux,...) des fourrages, des vergers à condition de proscrire le ramassage des fruits tombés au sol, les plantes de port érigés mais de petite taille : raisin de table, tomates cultivées sur treilles, aubergines, ou des légumes se consommant cuits tels que les pommes de terre. Le risque pour les cultures se consommant crues tels que les fraises, les concombres, les radis, les céleri-raves, les salades, le persil reste sérieux, notamment avec les rectifications portées sur les recommandations OMS (exigence de 0,1 oeuf) et les défaillances possibles lors de l'exploitation.

Au niveau de la protection des eaux souterraines, l'irrigation gravitaire présente une efficacité générale de 60% ce qui signifie que 40% des eaux utilisées sont susceptibles de rejoindre la nappe lorsque celle-ci existe ou les colatures. Cette technique d'irrigation avec des eaux usées traitées doit donc prendre en considération ces paramètres suivant les contextes hydrogéologiques ou hydrologiques du projet.

En conclusion, l'irrigation de surface à la raie reste une technique valable pour les eaux usées traitées, avec une amélioration de l'efficacité, notamment à travers l'amélioration de l'étanchéité des canaux de distribution (revêtement, conduites enterrés) et en adoptant les précautions nécessaires pour la protection des ouvriers contre le contact direct avec l'eau.

7.3.2 POUR L'IRRIGATION PAR ASPERSION

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle, l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression.

Dans le cadre de l'utilisation des eaux usées, l'aspersion présente les avantages suivants:

- Elle peut se pratiquer à très faibles doses et une forte périodicité ce qui permet de bien maîtriser les doses d'irrigation par rapport aux besoins en eau de la plante et éviter des percolations ou des ruissellements d'eaux usées incontrôlés,
- Elle peut se pratiquer avec de faibles débits,
- Elle est généralement associée à un réseau collectif de canalisations enterrées ce qui supprime les infrastructures aériennes venant figer le parcellaire et supprime également les écoulements à l'air libre et donc les possibilités d'accès à une source d'eau pour le bétail en particulier.

Du point de vue hygiène du travail, les risques sanitaires liés à l'exploitation des réseaux d'irrigation avec des eaux usées seront différents mais jamais très importants selon que la couverture du terrain par le réseau d'asperseurs sera totale ou partielle.

La dispersion de gouttelettes d'eaux usées et d'aérosols susceptibles d'entraîner des vecteurs pathogènes et de contaminer les productions végétales, les agriculteurs ou le voisinage, constitue à priori le principal problème ou même parfois la principale contre-indication pour l'emploi de techniques d'aspersion avec des eaux usées. Cependant, dans le cadre d'un projet d'aménagement hydro-agricole avec des eaux usées; il est possible d'intervenir :

- Sur la qualité micro biologique des eaux usées. L'amélioration de la qualité bactériologique des eaux usées à des fins d'irrigation par aspersion apparaît nécessaire mais également modulable en fonction de la production végétale que l'on veut irriguer.
- en adaptant les caractéristiques techniques du matériel d'irrigation,
 - modification de l'angle de tir des asperseurs,
 - asperseurs montés directement sur les conduites,
 - restriction de la portée des asperseurs,
 - rampes pivotantes munies de cannes distribuant les eaux usées à faible hauteur par rapport au sol
- sur l'aménagement même du terrain en mettant en place un réseau de brise- vents,
- en restreignant le type de cultures irrigables par aspersion avec des eaux usées et en choisissant d'autres systèmes d'irrigation moins contraignants sur le plan sanitaire.

7.3.3 POUR L'IRRIGATION LOCALISEE

Les systèmes "d'irrigation localisée" consistent:

- à répartir l'eau d'irrigation sur la parcelle par un réseau de conduites fixes sous faible pression,
- à localiser l'apport d'eau par goutteurs ou par rampes perforées au voisinage des plantes cultivées; seule une fraction du volume de sol exploitable par les racines sera humidifié.

L'irrigation localisée utilisée pour irriguer avec des eaux usées constitue la technique répondant à de nombreuses préoccupations sanitaires:

- l'eau est apportée en fonction des besoins de la plante et à ses pieds ; les risques de percolation des excès d'eau vers une nappe sont restreints ; les risques de stagnation en surface réduits,
- l'installation étant entièrement fixe ou semi-fixe, les seuls travaux à exécuter pour conduire les irrigations sont constitués par des manoeuvres de vannes permettant de passer d'un poste à l'autre et il est possible d'automatiser ces irrigations : dispositif hydraulique semi-automatique par vanne volumétrique et vanne hydraulique, dispositif électrique entièrement automatique par électrovanne.

L'expérience montre qu'un système de micro irrigation avec des eaux usées nécessite régulièrement une vérification du bon fonctionnement des ajutages.

En conséquence, les filtres doivent être largement dimensionnés à l'aspiration ; il est préférable de mettre en place des filtres à décolmatage automatique (maille 120 – 150 microns) et au refoulement des filtres à tamis métallique inoxydable de maille identique.

7.3.4 POUR L'IRRIGATION SOUTERRAINE

L'irrigation souterraine, mieux encore que l'irrigation localisée, est de nature à prévenir des risques sanitaires.

L'irrigation souterraine fonctionne à l'inverse du drainage : l'eau est envoyée sous légère pression dans des drains enterrés et remonte par capillarité.

L'irrigation souterraine semble prometteuse pour l'utilisation d'eaux usées en irrigation ou pour leur traitement par épandage. Cette technique est déjà largement répandue dans les pays de l'Est, pour l'élimination des eaux usées simplement préfiltrées. Les pressions utilisées sont faibles (voisine de 1 m), les orifices (perforations, fentes), largement dimensionnés. En pratiquant l'arrosage discontinu, on évite l'hydromorphie des sols.

Les eaux usées doivent être filtrées ou décantées afin d'éviter le colmatage des tuyaux enterrés. Ces derniers devront d'autre part être purgés périodiquement.

Si une eau usée répond à la directive de l'OMS, toutes les méthodes d'irrigation sont appropriées du point de vue du contrôle de la transmission de maladies, à condition que les critères agricoles soient également satisfaits.

8 VALORISATION DES BOUES DE STATION D'EPURATION

Les boues sont un des sous-produits issus du traitement des eaux (autres sous-produits : eaux usées traitées, refus de dégrillage, sables...).

Ces boues sont épaissies puis déshydratées pour en réduire leur volume et leur donner une consistance plus ou moins solide.

Les valorisations possibles sont les suivantes :

- ✓ la production d'énergie par digestion des boues et production de biogaz (à réaliser après l'épaississement mais avant la déshydratation),
- ✓ l'épandage agricole, quel que soit le traitement appliqué préalablement, tant que les boues sont conformes aux seuils réglementaires.

Ces deux valorisations possibles sont présentées dans les chapitres suivants.

Sans valorisation, les boues peuvent être mises en décharge sous forme d'enfouissement. Cette option permet de poursuivre le processus de stabilisation des boues et d'éliminer les germes pathogènes résiduels.

8.1 VALORISATION PAR DIGESTION (SUR SITE)

8.1.1 PRINCIPE

8.1.1.1 Principe de fonctionnement

La digestion anaérobie des boues est un procédé biologique qui permet une dégradation importante des matières organiques par fermentation bactérienne productrice de méthane, dans une enceinte fermée en absence d'air.

La digestion reçoit la matière organique issue des boues épaissies. Cette matière organique est donc essentiellement particulaire.

Dans un premier temps, les substances particulières seront hydrolysées (solubilisées) de façon à être absorbées par les micro-organismes en tant que substrat, c'est la phase de liquéfaction. Cette transformation conduit à la formation d'acides aminés, sucres, acides gras. Ce sont donc des nutriments d'une part pour les micro-organismes fermentatifs et d'autre part pour les micro-organismes oxydants anaérobies qui les décomposent pour former des gaz (CO₂, CH₄) au cours d'une phase de gazéification.

Un schéma de principe est présenté page suivante.

Principe de fonctionnement d'un digesteur
mésophile (agité au gaz)

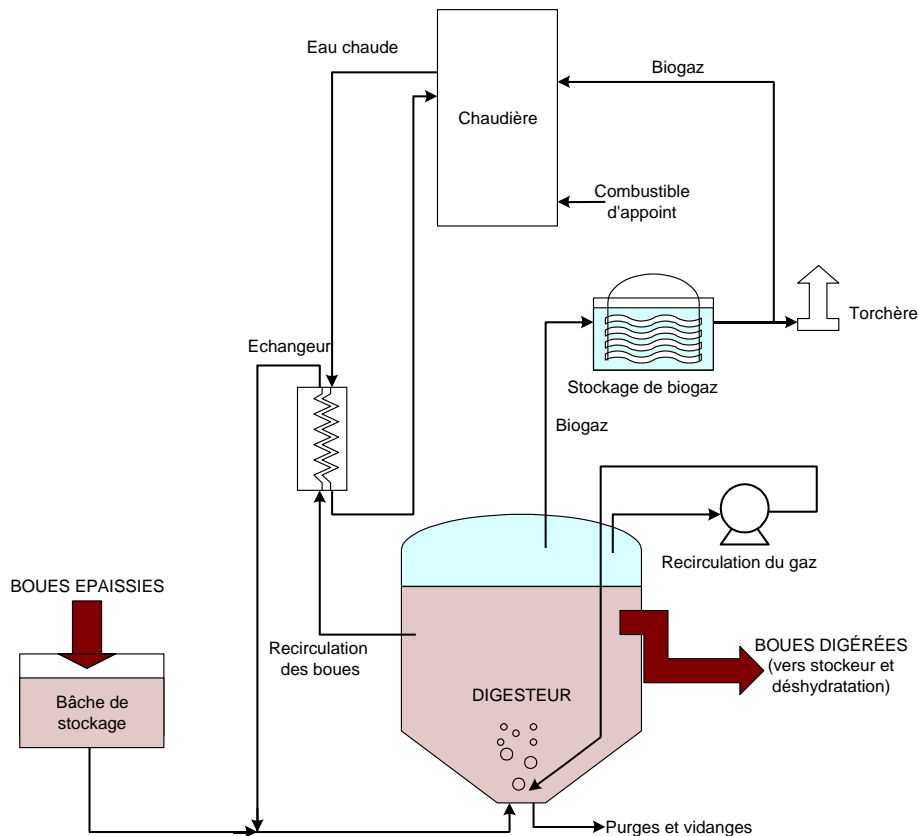


Figure 23: Principe de fonctionnement d'un digesteur mésophile (agité au gaz)

8.1.1.2 Production de biogaz

C'est le critère simple le plus révélateur de bon fonctionnement de la digestion.

Une digestion stabilisée conduit à la production d'un gaz contenant essentiellement du méthane CH₄ (environ 65 %) et du gaz carbonique CO₂ (environ 35 %), avec de petites quantités d'hydrogène, d'azote, d'éthylène et autres hydrocarbures, d'oxygène et d'hydrogène sulfureux (H₂S). Ce dernier composant, quoique présent en faible dose, est le principal responsable de corrosions éventuelles.

8.1.1.3 Caractéristiques des boues digérées

Les boues, dont la digestion est suffisante, ont une couleur noire et sentent le goudron, on ne peut pratiquement plus distinguer leurs constituants initiaux. La plus grande partie des germes pathogènes est éliminée, la digestion est donc totalement compatible avec le compostage des boues et la valorisation agricole.

8.1.1.4 Performances

On observe 45 à 50 % de réduction de la teneur en MVS des boues biologiques et 50 à 55 % de celles des boues primaires. La quantité de MS est diminuée de l'ordre de 30 % ce qui réduit d'autant les installations de traitement aval.

8.1.2 CHOIX DE LA FILIERE DE DIGESTION

8.1.2.1 Digestion anaérobie

La digestion des boues peut être divisée en deux grandes familles :

- la digestion aérobie,
- la digestion anaérobie.

Seule la digestion anaérobie génère la production d'un biogaz valorisable (co-génération).

8.1.2.2 Digestion mésophile/thermophile

8.1.2.2.1 Influence de la température

L'activité des bactéries méthaniques étant considérablement influencée par la température, les temps de séjour en sont directement dépendants. D'autre part, en dessous d'une certaine température (8 à 10° C), la fermentation méthanique est pratiquement stoppée.

C'est pourquoi les installations de digestion non chauffée sont pratiquement abandonnées. Elles nécessiteraient des temps de séjour considérables (de l'ordre de 100 jours) pour présenter une stabilité de marche suffisante.

L'absence de dispositif de chauffage correct et l'impuissance devant les chutes de température sont l'explication de la majeure partie des échecs rencontrés sur des installations de digestion anaérobie.

8.1.2.2.2 Digestion thermophile / mésophile

Deux grandes classes de bactéries méthaniques existent, dont les plages de températures de développement optimal sont sensiblement différentes :

- 1 33 à 37° C pour les bactéries mésophiles,
- 2 50 à 60° C pour les bactéries thermophiles.

La digestion thermophile permet une réduction des temps de séjour et génère une boue de meilleure structure, plus facile à déshydrater avec des particules de plus grandes dimensions.

L'inconvénient de la digestion thermophile réside dans la dépense calorifique très importante et la grande sensibilité aux changements de température et à la présence de toxiques.

Pour ces raisons, nous avons retenu le procédé de digestion mésophile, qui pourra par ailleurs peut être ne pas nécessiter de chauffage en continu sur l'année étant donné les températures régnant sur Djibouti (les températures moyennes observées oscillent entre 22°C et 40°C sur l'année).

8.1.2.2.3 La digestion mésophile à 1 ou deux stades

Toutes les dispositions adoptées ont pour but d'assurer la vitesse de dégradation maximale de la matière organique et une gazéification intense.

Différentes formes de digesteurs mésophiles existent. Ils se différencient par le nombre d'étages et la forme.

Ils sont classés suivant leur charge :

	Digesteur primaire		Digesteur secondaire	Température
	Kg MV/m ³ .j	Ts (jours)	Ts (jours)	(°C)
Moyenne charge	0,8 à 1,2	30 à 40	-	25
Forte charge (1 stade)	1,5 à 2	20 à 25	-	35 à 37
Forte charge (2 stades)	2 à 3	12 à 16	3 à 4	35 à 37

L'utilisation maximale des performances d'un digesteur est obtenue à forte charge.

Digestion 2 stades :

Une digestion anaérobie deux stades permet de réduire légèrement le volume global de digestion mais entraîne un nombre d'ouvrages et une emprise au sol plus importante.

L'ouvrage primaire très fortement brassé et chauffé assure la majorité du processus de digestion ; le secondaire tout en servant de stockeur, permet d'assurer un épaissement des boues, de terminer la digestion. La déshydratation des boues étant à ce stade de concentration en MS (supérieures à 25 g/l) dimensionnée sur le débit massique, il n'est pas utile d'épaissir encore les boues en aval.

Digestion 1 stade :

Une digestion anaérobie un stade reste le procédé le plus employé et le plus performant.

Elle est toujours précédée d'un stockeur amont et aval au minimum de volume identiques, de façon à étaler la charge 24h/24 et 7j/7 quelles que soient les variations.

Les à-coups de charges sont à limiter au maximum.

8.1.2.3 Conditions de mise en œuvre

Les conditions de mise en œuvre sont les suivantes :

- 3 Un dispositif d'évacuation des flottants, par vidange de la partie supérieure de la masse de boues est souhaitable,
- 4 Un dispositif de sécurité contre les « sur » et « sous pressions » est nécessaire,
- 5 Des moyens de chauffage adaptés pour porter et maintenir le contenu à une température de 37° C,
- 6 Un système de brassage au gaz,
- 7 Une alimentation continue du digesteur en boues concentrées,
- 8 Des dispositifs de contrôle : prises d'échantillons de boues et de gaz, sondes de température etc...

8.1.2.4 Forme des ouvrages et mode de brassage

8.1.2.4.1 Les digesteurs verticaux

Les fonds et toits coniques à forte pente facilitent le renouvellement systématique du contenu du digesteur dont on fait basculer la masse de haut en bas, par pompage de boues du fond vers la partie supérieure.

Ce pompage, qui peut être réalisé au moyen de vis ou hélices installées dans des cheminées de recyclage placées à l'intérieur du digesteur, est effectué de préférence par des pompes extérieures entièrement accessibles, visitables et à débit contrôlable.

8.1.2.4.2 Les digesteurs plats (ou à brassage au gaz)

Le débit interne de brassage est beaucoup plus important, grâce à l'introduction d'un fort débit de gaz recyclé sous pression. Il est alors possible de simplifier la forme du digesteur et d'en réduire les pentes de radier.

Le brassage au gaz s'accommode très bien d'une surface libre de grand diamètre.

Ce type de digesteur est très peu sensible aux phénomènes de moussage (surface de dégazage importante).

Le choix de la forme de l'ouvrage dépend principalement de sa taille.

8.1.2.5 Modes de chauffage

Les techniques les plus sûres et les plus largement utilisées sont celles des échangeurs externes à eau chaude. Ces échangeurs peuvent être tubulaires, à plaques, ou spiralés.

Les échangeurs spiralés, plus coûteux que les échangeurs à plaques et que les échangeurs tubulaires, permettent une économie de place sans contrainte particulière d'exploitation.

Le mode de chauffage peut être réalisé au moyen :

- ✓ du biogaz lorsque le séchage est à l'arrêt,
- ✓ de gaz naturel (ou du fuel) lors des phases transitoires de démarrage.

8.1.2.6 Valorisation du biogaz

Le biogaz produit peut être valorisé par une cogénération avec :

- ✓ Revente de l'électricité produite à un tarif avantageux,
- ✓ Valorisation du résiduel thermique pour le chauffage des bâtiments d'exploitation, pour la production d'eau chaude industrielle.

8.2 VALORISATION SOUS FORME D'AMENDEMENT POUR L'AGRICULTURE (HORS SITE)

Les boues produites sur le site des STEP pourront être utilisées pour la valorisation agricole. Aucune norme n'existe à Djibouti concernant la qualité des boues traitées pour utilisation agricole. Une norme devra donc être établie à cet effet.

Les 2 tableaux suivants présentent les seuils réglementaires français (arrêté du 8 janvier 1998), des normes voisines pourraient être applicables à Djibouti. Il faut également que la part d'azote et de phosphore soit intéressante pour les cultures.

Élément	Concentration	Seuil
	mg/kg MS	mg/kg MS
Cd	1,39	10
Cr	57,9	1 000
Cu	123,4	1 000
Hg	0,74	10
Ni	38,9	200
Pb	51	800
Zn	666	3 000
Cr+Cu+Ni+Zn	886	4 000

Élément	Concentration	Seuil
	mg/kg MS	mg/kg MS
Total 7 PCB	< 0,07	0,8
Fluoranthène	0,559	5
Benzo(b) fluoranthène	0,340	2,5
Benzo(a) pyrène	0,387	2

Tableau 12 : Seuils réglementaires pour la réutilisation des boues en épandage agricole

Les rapports d'exploitation de la STEP Douba suggèrent une utilisation de ces boues pour des cultures céréalières du fait de leur pouvoir fertilisant. Étant donné la teneur en azote présent, il est moins intéressant d'utiliser ces boues pour des légumineuses (qui ne nécessitent pas d'apport d'azote).

Il serait souhaitable d'établir un plan d'épandage qui recenserait les débouchés et les règles d'utilisation.

Les autres voies de valorisation possibles seraient :

- L'incinération (conjointe avec des ordures ou en cimenterie) pour récupération d'énergie ;
- Le compostage.

Le développement de terrains agricoles proche des lieux de traitement peut donc être un facteur intéressant à promouvoir, d'autant plus que des projets de réutilisation des eaux usées traitées sont également en cours.

9 DISPOSITIFS DE REJETS EN MER

Les dispositifs de rejets en mer envisageables sont les suivants :

- ✓ Exutoire en mer ;
- ✓ Pose d'un émissaire (tuyau dans la mer) ;

Ils peuvent concerner des rejets d'eau usée traitée, ou d'eaux pluviales.

Notons que tout rejet d'effluents liquides entraînant des stagnations, des incommodités pour le voisinage, ou des pollutions des eaux de surface, souterraines ou marines est interdit sur toute l'étendue du territoire national.

Les différents critères de conception des dispositifs de rejet en mer sont détaillés dans les chapitres suivants.

9.1 EXUTOIRE EN MER

Les ouvrages de rejet en mer direct seront réalisés en béton avec enrochement et protection contre la houle.

9.2 CONCEPTION DES EMISSAIRES EN MER

L'implantation d'un émissaire en mer permet d'améliorer la dispersion et la dilution des effluents sans compromettre la qualité des eaux littorales et du milieu. L'implantation de ce type d'ouvrage doit faire l'objet d'une étude courantologique poussée afin de déterminer si les conditions sont favorables ou non à la bonne dispersion de l'eau traitée.

Tous les émissaires d'évacuations des eaux usées traitées, avant d'arriver dans un milieu récepteur, doivent être équipés de dispositifs pour permettre un échantillonnage adéquat et une mesure de débit normalisée.

Si besoin le dimensionnement de ces ouvrages devra être étudiés au cas par cas, suivant la méthodologie suivante :

Diamètre :

Le diamètre de la conduite nécessaire sera fonction du débit de pointe qui transite dans la conduite. Afin de ne pas endommager l'ouvrage, la vitesse maximale d'écoulement dans le rejet en mer ne doit pas dépasser 2,5 à 3 m/s.

Le calcul du diamètre adapté devra faire l'objet d'une optimisation lors des études ultérieures (dimension standard des tubes, coûts d'investissement par rapport aux coûts de fonctionnement, faibles vitesses et risques de dépôts en début de vie, régimes transitoires).

Orientation :

Les émissaires seront orientés de façon à aller chercher les plus grandes profondeurs.

A ce stade il ne sera pas réalisé d'études de courantologie et de dilution des effluents mais les coûts prendront en compte ces études potentielles à venir.

Longueur / Point de rejet :

La définition de la longueur des émissaires n'est pas aussi directe. Il s'agit de définir une zone de rejet où la dilution initiale puisse être favorisée, c'est-à-dire des profondeurs aussi importantes que possibles, et où la dilution par dispersion physique est la meilleure, c'est-à-dire une zone de courants plutôt élevés. Les données du site devront être étudiées afin de trouver une zone à proximité où les courants de marée sont les plus forts.

Quelle que soit la longueur, les diffuseurs seront munis de diffuseurs longs de façon à accroître la dilution initiale autant que possible.

Tous les orifices devront être équipés de clapets type duckbill qui empêchent l'intrusion d'eau de mer dans l'émissaire quand il n'y a pas de débit sortant.

À titre estimatif, on peut tenter une approche de la concentration bactériologique de l'effluent doit être réduite d'un facteur 10⁵ entre la sortie de la STEP et les zones marines protégées. Les réductions de concentrations se produisent :

- ✓ à la sortie du diffuseur par la dilution initiale,
- ✓ par dilution physique du mélange effluent/eau de mer,
- ✓ par dégradation bactériologique lors du déplacement du panache.

Des calculs de dilution du panache intégrant la dégradation bactériologique et les courants de marée doivent être menés pour des longueurs d'émissaire intermédiaires pour déterminer quelle est la longueur minimale qui évite que le panache ne vienne toucher des zones à protéger.

Type de conduite :

Les émissaires peuvent être réalisés en acier, en PEHD ou en PRV.

Si les fonds marins sont susceptibles de bouger, l'utilisation du PRV sera à exclure en raison de sa fragilité.

Le PEHD semble être le matériau le mieux adapté dans le cas présent : souple acceptant les mouvements des fonds, disponibilité de ce matériaux sur le marché local.

Estimation des pertes de charge linéaires :

Le coefficient K de frottement peut être pris égal à 0,25 mm dans le cas d'effluents prétraités et dégraissés s'écoulant dans une conduite métallique ou en PEHD.

Par sécurité, afin de tenir compte des contraintes supplémentaires liées à une détérioration de l'ouvrage avec le temps ou à une défaillance de son exploitation, le coefficient de frottement pourra être pris égal à 0,5 mm.

Pertes de charge dans le diffuseur :

Elles dépendent de la vitesse de sortie. Elles sont de l'ordre de 1 m.

Prise en compte des plus hautes eaux de la mer :

Le niveau maximum des plus hautes eaux sera considéré.

Tour de mise en charge

La mise en charge se fait par une tour qui peut potentiellement dépasser du sol ou par refoulement en fonction de la topographie et des pertes de charge.

Charge nécessaire résultante en tête du rejet en mer

La charge en tête du rejet en mer nécessaire au départ en mer des effluents est la somme des charges précédentes.

La hauteur de la mise en charge du rejet en mer est donc déterminé par la Hauteur absolue de mise en charge, moins la cote du Terrain Naturel.

Ensouillage :

Les efforts hydrodynamiques et l'agitation de la conduite simplement posée sur le fond devront être calculés afin de déterminer s'il est nécessaire ou non de l'ensouiller.

10 CRITERES DE CHOIX ET DE CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES D'ASSAINISSEMENT AUTONOME

10.1 LES PARAMETRES INFLUENÇANT LE CHOIX POUR L'ASSAINISSEMENT AUTONOME

Les différents paramètres sur lesquels repose ce choix sont traditionnellement :

- ✓ la présence ou non d'un réseau collectif ;
- ✓ la densité de population en milieu urbain ou péri-urbain ;
- ✓ l'évolution prévue de la zone ;
- ✓ la typologie de l'habitat et modes d'occupation de l'espace ;
- ✓ l'aptitude des sols à l'assainissement autonome ;
- ✓ les contraintes urbanistiques et réglementaires ;
- ✓ les contraintes socio-économiques.

Ces paramètres ont été détaillés dans le Chapitre 3.

À Djibouti, l'assainissement collectif ne concerne que 20% de la population, il est principalement localisé dans les arrondissements 1 et 2 et est quasiment absent des arrondissements 3 à 5.

En milieu urbain dense disposant d'un réseau collectif, la question du choix du mode d'assainissement ne se pose pas, le raccordement au réseau collectif est obligatoire.

L'assainissement autonome peut donc être envisagé dans les zones où un raccord au réseau collectif n'est pas projeté immédiatement.

En général, l'assainissement collectif est préféré dans les zones densément peuplées car il permet un gain d'espace. Dans certains quartiers de Balbala la densité est très élevée (>500hab/ha). Dans ces zones, la réalisation de latrines pour chaque ménage ne sera donc pas toujours possible.

Dans le cadre de son étude de marché pour l'assainissement autonome à Balbala Action Contre la Faim a déterminé que le principal frein pour une bonne pratique de l'assainissement autonome est la contrainte économique.

Une solution possible face au problème d'espace et de financement des habitants serait l'installation de latrines communautaires. En général, cette décision est motivée par des raisons économiques (servir un maximum de personnes par un investissement minimal) et de gain d'espace. Dans les zones densément peuplées, et ayant un sol rocheux, l'installation d'une latrine par famille s'avère vite techniquement problématique. Cette option pourrait être choisie dans certaines zones de Balbala.

A ce jour, il a été constaté que le nombre d'installation non conformes augmente sur l'agglomération de Djibouti. Les ménages commencent par s'équiper avec des installations non conformes réalisées par l'habitant. Compte tenu des conditions du sol rocailleux, faire construire une toilette améliorée par un maçon représente un investissement important pour les ménages pauvres.

10.2 DIFFERENTS TYPES D'INSTALLATIONS D'ASSAINISSEMENT AUTONOME

Les solutions techniques envisageables pour les trois maillons de la filière assainissement non collectif sont les suivantes :

- ✓ Maillon amont (recueil) : toilettes simples à fosse non ventilée, puisard, toilettes à chasse d'eau, fosse septique, etc...
- ✓ Maillon intermédiaire (évacuation) : service de vidange de fosse
- ✓ Maillon aval (traitement) : système de traitement des boues de vidange (séchage, compostage, réacteurs anaérobie à biogaz, digesteurs anaérobies à flux ascendant, etc...)

Le chapitre suivant concerne le maillon amont lié au recueil des effluents.

Les technologies disponibles, en fonction de la présence de la nappe et du type de sol, sont les suivantes :

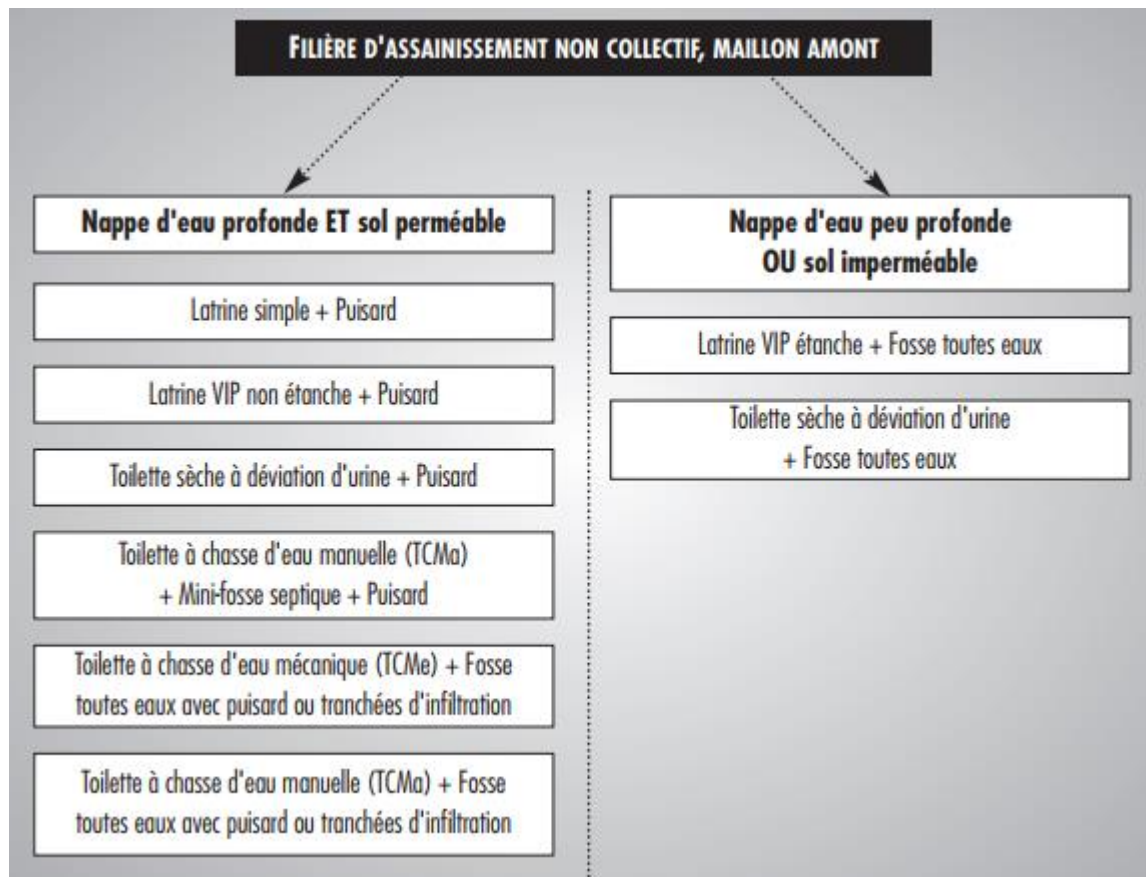
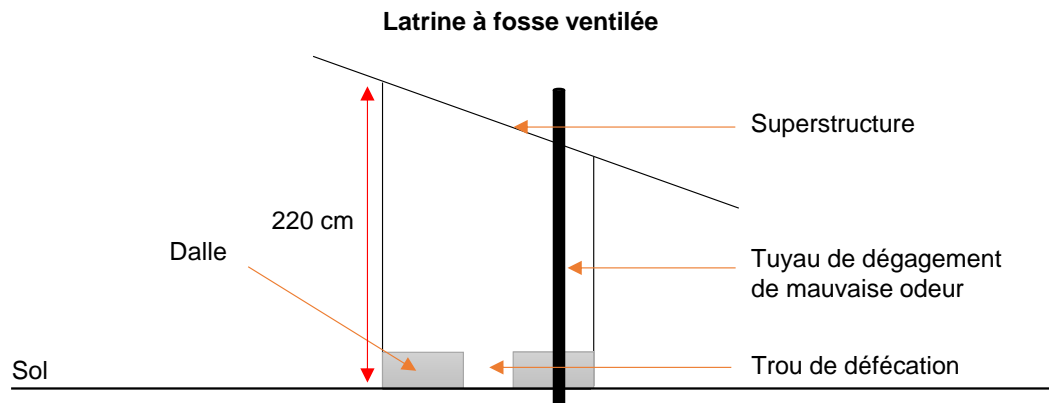


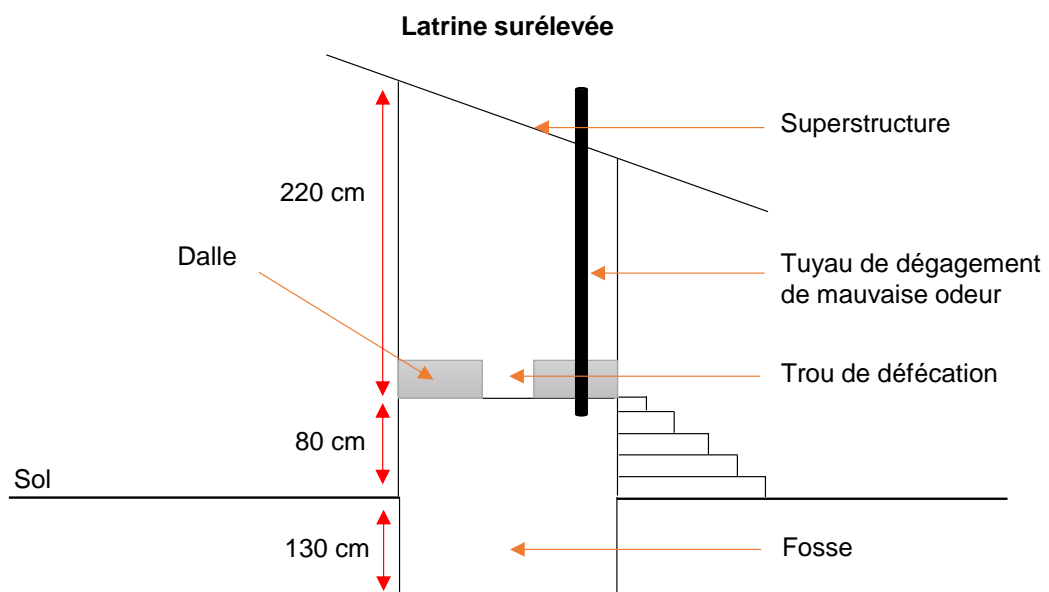
Figure 24 : Technologies disponibles pour le recueil des effluents en assainissement non collectif (source : Guide SMC n°4 – 2010)

Dans le contexte Djiboutien, nous préconisons trois modèles de latrines :

- Les latrines à fosse ventilée VIP étanches. Il s'agit des latrines traditionnelles améliorées par l'ajout d'un orifice, muni d'un tuyau de 150 mm de diamètre intérieur. Ce tuyau, dépassant la superstructure d'environ 300 mm, permet le dégagement des mauvaises odeurs. Il est équipé par une moustiquaire permettant d'éviter l'intrusion des mouches et moustiques.



- La latrine surélevée est une variante de la latrine à fosse ventilée, adaptée au sol rocheux. Dans le cas où l'excavation de fosse est difficile à réaliser, la réalisation d'une fosse avec une partie hors-sol est possible. La partie dans le sol mesure 1,3 m tandis que la partie hors-sol mesure 0,8 m.



- La latrine à siphon. Ce sont des latrines, équipées de siphon, réduisant davantage les mauvaises odeurs. L'utilisation de ces latrines exige la mise à disposition d'une eau en quantité suffisante. Ces latrines sont équipées au choix de WC turc ou anglaise. Les fosses peuvent être creusées juste en dessous ou décalées. Dans le cas des fosses décalées, il faut faire attention au colmatage de la canalisation d'évacuation des rejets.

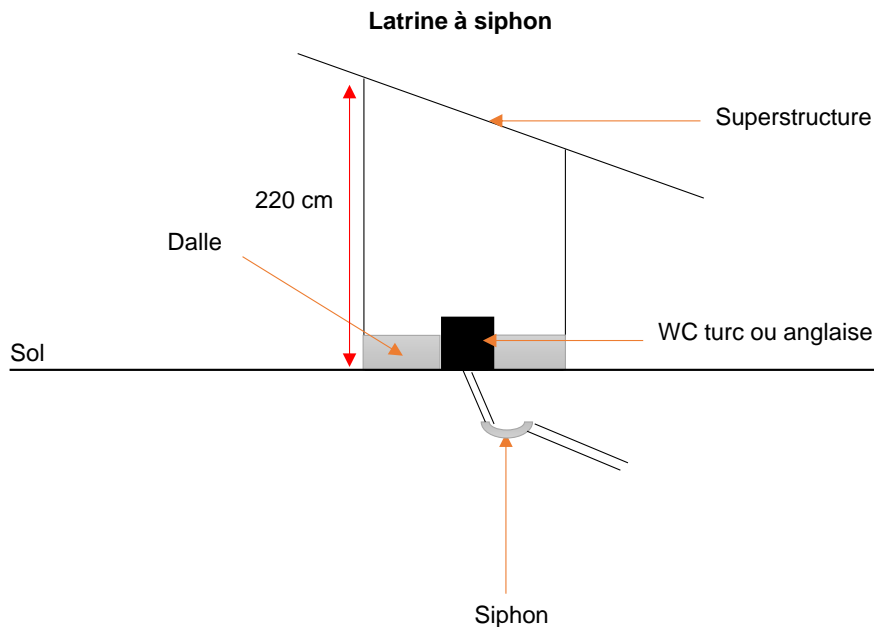


Figure 27 : Latrine à siphon

Une analyse comparative est présentée ci-dessous :

	Latrine ventilée	à fosse	Latrine surélevée	Latrine à siphon
Mauvaise odeur	+		+	-
Mouches, moustiques	+		+	-
Risque d'effondrement de la dalle	-		-	-
Préservation d'intimité	+++		+++	+++
Confort	++		++	+++
Mise à disposition d'eau	+		+	+++
Coût élevé	+		+	++

Tableau 13 : Avantages et inconvénients des différents types de latrines

11 ETABLISSEMENT D'UNE BASE DE DONNEE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

Les prix sont établis sur la base d'une analyse des prix appliqués dans différents marchés de travaux d'assainissement ou études d'Avant-Projet Détaillés récents pour des ouvrages de Djibouti.

Il est également fait appel à des données provenant de projets similaires réalisés par le cabinet MERLIN en Afrique.

La liste des principaux documents consultés est donnée en annexe 2.

L'analyse de ces différents documents a permis d'établir des prix unitaires représentatifs pour les principaux composants des ouvrages.

Ces prix unitaires ont ensuite été assemblés en ouvrages d'assainissement complets pour pouvoir disposer de ratios et pouvoir estimer les coûts des futurs investissements du schéma directeur qui seront établis en *Mission F – Etude des options principales d'assainissement et du schéma de drainage pluvial*.

Tous les prix sont donnés en valeur 2017 en Franc Djiboutien, le taux de change utilisé dans certains cas pour passer des euros (€) au Franc Djiboutien (DJF) est de 213 DJF/€.

11.1 LES RESEAUX

11.1.1 COÛTS D'INVESTISSEMENT

Les coûts unitaires au mètre linéaire de pose de canalisation ont été calculés sur la base des coûts facturation observés lors du récent marché de travaux pour l'assainissement liquide de Balbala avec prise en compte de l'évolution du taux de change à 213 DJF/€ au lieu de 195 DJF/€ pris en compte en juin 2016. Ils ont été estimés pour différents diamètres et matériaux préconisés au chapitre 5.1.3.

Les coûts totaux de pose de canalisation présentés dans le Tableau 14 sont composés des coûts unitaires suivants :

- Fourniture et pose des canalisations,
- Terrassement avec ou sans blindage selon la profondeur,
- Pose ou non de géotextile selon la présence de nappe,
- Remblais selon le type de sol,
- Regards pour les réseaux gravitaires.

Les coûts de fourniture et pose des canalisations d'un diamètre supérieur à 400 mm dépendent des commandes en termes de différents diamètres commandés et linéaires. Le transport sera moins onéreux si les canalisations de faibles diamètres peuvent être incorporées dans les diamètres plus importants. Les coûts unitaires présentés ici correspondent à une commande groupée de canalisation de différents diamètres. En cas de commande de diamètres supérieurs à DN400 sans diversification des DN (imbrication pas possible), le coût de fourniture et pose à prendre en compte doit être majoré de 10%.

Ces coûts unitaires dépendent du type de sol (non rocheux sans nappe, non rocheux avec nappe, rocheux sans nappe) : avec présence de nappe il y a nécessité d'installer un géotextile, et le coût du blindage varie en fonction de présence de nappe ou non.

Un blindage est nécessaire dès que la profondeur de pose est supérieure à 1.3 m. Afin d'éviter toute sous-estimation des coûts, nous avons fait le choix de prendre en compte ce blindage pour l'ensemble des coûts unitaires fournis.

Ces coûts rapportés au mètre linéaire, correspondent à des conditions ordinaires de réalisation et pour des travaux sans chaussée. Un surplus devra être prévu pour les travaux sous-chaussés, il est présenté par la suite.

Les coûts des canalisations de refoulement incluent les prix des pièces d'équipement nécessaires.

Ces coûts totaux incluent une provision de 20% pour les installations de chantier et divers variations de conditions de pose pouvant influencer le prix de base calculé pour une configuration moyenne de pose.

En revanche, ils n'incluent pas les frais potentiels liés à la maîtrise d'œuvre et aux imprévus. **Comme indiqué dans le chapitre 11.3, une provision de 30 % du coût total des travaux est à prévoir pour prendre en compte ces frais supplémentaires dont une part est fixe (suivi chantier, études complémentaires APD etc...) et l'autre est variable (imprévus de chantier).**

Type de canalisation	Coût total avec installation chantier (DJF/ml)			Coût total avec installation chantier (€/ml)		
	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>
PEHD 90	45 612	70 184	65 591	214	330	308
PEHD 160	54 879	81 787	77 042	258	384	362
PRV 200	55 478	83 751	78 989	260	393	371
PRV 250	87 563	117 572	112 775	411	552	529
PRV 300	90 365	122 144	107 520	424	573	505
PRV 400	107 742	143 162	126 642	506	672	595
PRV 500	116 986	156 181	138 369	549	733	650
PRV 600	128 673	171 779	152 397	604	806	715

Tableau 14 : Coûts totaux pour pose de canalisation EU– installation de chantier comprise

Les couts composés pris en compte et intégrés aux coûts présentés ci-dessus sont présentés dans le tableau suivante.

OFFICE NATIONALE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT DE L'AGGLOMERATION DE DJIBOUTI
SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE DJIBOUTI

Type de canalisation	Coût fourniture pose coût 2017 - taux de change = 213	Blindage si profondeur > 1.3 m		Geotextile	Terrassement avec blindage (DJF / ml)			Remblais			Regard
		sans nappe	avec nappe		avec nappe	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>	<i>non rocheux sans</i>	<i>non rocheux avec</i>	
PEHD 90	11 944	7 952	7 533	3 521	12 947	22 268	24 623	5 167	13 220	10 140	-
PEHD 160	18 414	7 952	7 533	3 917	13 862	23 843	26 364	5 504	14 449	11 471	-
PRV 200	18 204	7 952	7 533	4 143	14 385	24 743	27 359	5 690	15 170	12 309	-
PRV 250	24 064	7 952	7 533	4 425	15 039	25 867	28 603	5 914	16 088	13 361	20 000
PRV 300	25 528	7 952	7 533	4 708	15 693	26 992	29 846	6 131	17 026	14 419	20 000
PRV 400	38 293	7 952	7 533	5 273	17 001	29 241	32 333	6 539	18 962	16 551	20 000
PRV 500	44 313	7 952	7 533	5 838	18 309	31 491	34 821	6 914	20 977	18 705	20 000
PRV 600	52 402	7 952	7 533	6 403	19 616	33 740	37 308	7 257	23 072	20 881	20 000
PRV 800	68 581	7 952	7 533	7 533	22 232	38 239	42 282	7 843	27 500	25 299	20 000

Tableau 15 : Origine des coûts unitaires (DJF/ml)

Type de canalisation	Coût fourniture pose coût 2017 - taux de change = 213	Blindage si profondeur > 1.3 m		Geotextile	Terrassement avec blindage (DJF / ml)			Remblais			Regard
		sans nappe	avec nappe		avec nappe	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	
PEHD 90	56	37	35	17	61	105	116	24	62	48	-
PEHD 160	86	37	35	18	65	112	124	26	68	54	-
PRV 200	85	37	35	19	68	116	128	27	71	58	-
PRV 250	113	37	35	21	71	121	134	28	76	63	94
PRV 300	120	37	35	22	74	127	140	29	80	68	94
PRV 400	180	37	35	25	80	137	152	31	89	78	94
PRV 500	208	37	35	27	86	148	163	32	98	88	94
PRV 600	246	37	35	30	92	158	175	34	108	98	94
PRV 800	322	37	35	35	104	180	199	37	129	119	94

Tableau 16: Origine des coûts totaux unitaires (€ - taux de change 213)

Les courbes et formules linéaires présentant les coûts en fonction des diamètres sont les suivantes :

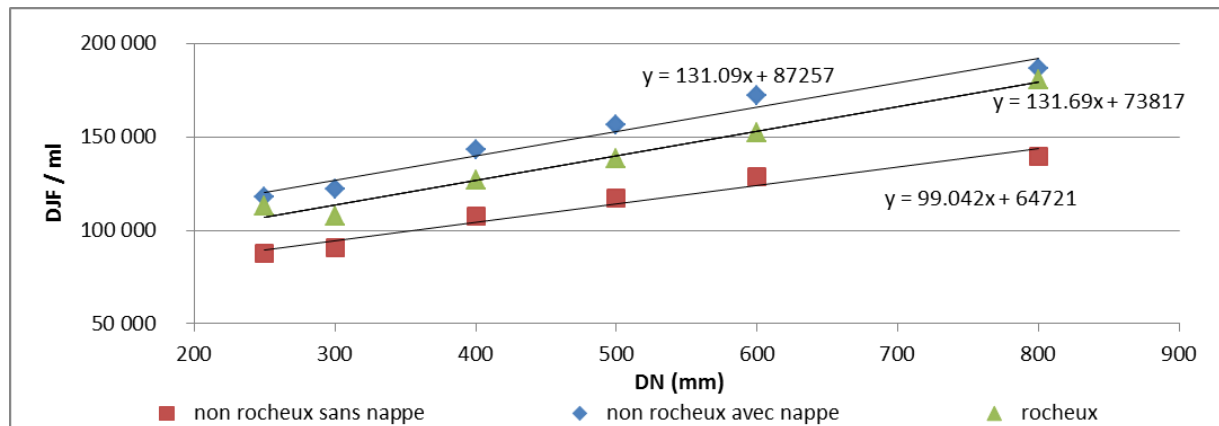


Figure 28 : Coûts totaux pour la pose de canalisations (fourniture, pose, regard, terrassement,...)

Le décrochage observé pour les canalisations d'un diamètre supérieur à DN200 correspond au coût supplémentaire pour la pose d'un regard en réseau gravitaire. Ce coût supplémentaire n'est pas à intégrer en réseau de refoulement.

Les coûts totaux pour l'installation de canalisations d'eaux pluviales en béton sont les suivants :

Type de canalisation	Coût total avec installation chantier (DJF/ml)			Coût total avec installation chantier (€/ml)		
	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>	<i>non rocheux sans nappe</i>	<i>non rocheux avec nappe</i>	<i>rocheux</i>
Béton 300	66 268	89 572	86 016	311	421	404
Béton 400	79 011	104 985	101 314	371	493	476
Béton 500	85 789	114 533	110 695	403	538	520
Béton 600	94 360	125 972	121 918	443	591	572
Béton 800	111 415	149 059	144 420	523	700	678
Béton 1000	128 355	172 426	167 001	603	810	784
Béton 1200	145 179	196 073	189 658	682	921	890

Tableau 17 : Coûts totaux pour pose de canalisation EP– installation de chantier comprise

En suppléments, des surcoûts additionnels aux coûts totaux présentés sont à ajouter dans le cas de :

- ✓ Travaux sous chaussée :
 - DN<500 : 15 000 DJF/ml (70 €/ml),
 - DN>500 : 25 000 DJF/ml (120 €/ml).
- ✓ Profondeurs de pose importantes :
 - Profondeur > 2.5 m – sol non rocheux sans nappe : 85 200 DJF/ml (400 €/ml)
 - Profondeur > 2.5 m – sol rocheux : 170 400 DJF/ml (800 €/ml)
 - Profondeur > 2.5 m – sol non rocheux avec nappe : 213 000 DJF/ml (1000€/ml).

11.1.2 COUTS D'EXPLOITATION DU RESEAU

11.1.2.1 Frais d'exploitation

Les charges d'exploitation du réseau d'assainissement comprennent les frais de fonctionnement et d'entretien, les frais du personnel de gestion et les frais de structure.

Le coût d'exploitation est évalué par ml de réseau d'assainissement exploité. L'exploitation consiste à des travaux effectués d'une façon périodique pour assurer un fonctionnement normal du réseau, ils comprennent principalement :

- le curage du réseau : conduites, dalots, canaux,
- le curage des ouvrages courants : regards, grilles et avaloirs,
- Le curage des ouvrages particuliers : ouvrages de jonction, déversoirs d'orage, chambres et bassins d'écrêtement.

L'entretien comprend aussi bien les actions préventives de débouchage et de réparation des réseaux.

Les difficultés et les moyens nécessaires pour la réalisation des travaux dépendent aussi bien du type d'ouvrage que les particularités du lieu d'intervention.

L'ONEAD mobilise plusieurs équipes pour un total de 58 agents au service réseaux, et 29 agents au service Postes et Stations, et 10 agents dans le département Exploitation Technique Assainissement.

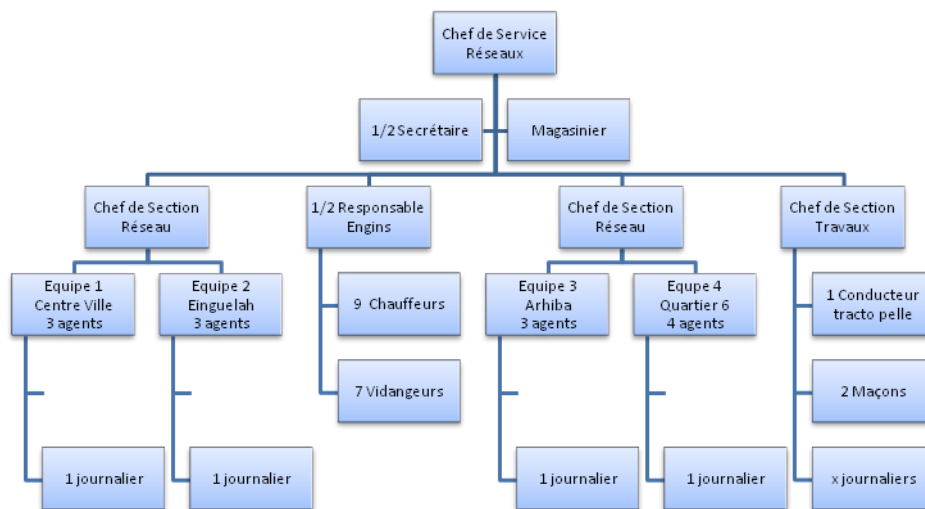


Figure 5 : Organigramme du Service Réseaux de la Direction Exploitation Technique Assainissement (source : Rapport de diagnostic – assistance technique assainissement auprès de l'ONEAD - M BUISSON)

Les coûts d'exploitation liés aux frais du personnel sont détaillés ci – dessous :

	cout unitaire (DJF / j)	nombre de personnel	Coût total (DJF/ j)	Coût total (€/ j)
Journalier, Agents, Vidangeurs, Maçons, Chauffeurs	10 650	41	436 650	2 050
Chef de section, responsable engins,	42 600	16	681 600	3 200
Chef de service	85 200	1	85 200	400
TOTAL (DJF/ j)			1 203 450	5 650

Tableau 18 : Frais du personnel – Service Réseau

Le coût total en frais de personnel est estimé à 1 203 450 DJF/j pour 90 km de réseau, soit environ 13 371 FDJ/ km de réseau / j (= 62 €/km de réseau/j).

En plus de ce coût en personnel, un coût supplémentaire devra être pris en compte pour les diverses ressources mobilisées par l'ONEAD pour l'entretien des réseaux, à savoir :

Engins et véhicules motorisés	Coût unitaire entretien / assurance (DJF/an)	Coût unitaire acquisition (DJF/an)	Durée de vie	Coût unitaire acquisition ramené à un coût annuel	Nombre	Coût total (DJF/an)	Coût total (€/an)
4 voitures (estimation) + Un véhicule pour le transport du personnel	127 800	6 400 000	20	320 000	5	2 239 000	10 512
5 camions hydrocureurs	319 500	31 950 000	20	1 597 500	5	9 585 000	45 000
2 camions citerne + 3 camions benne	159 750	15 975 000	30	532 500	5	3 461 250	16 250
1 tracto pelle	213 000	10 650 000	40	266 250	1	213 000	1 000
Matériel de chantier							-
5 moto pompes	42 600	31 950	15	2 130	5	213 000	1 000
1 hydrocureuse, 2 dumpers, 4 compresseurs débouchage	42 600	639 000	15	42 600	7	298 200	1 400
Sous-traitance							-
2 contrats de sous-traitance pour la location de camions de vidange hydrocureurs (1 camion par contrat)	Coût estimé à 3 195 000 DJF/an par contrat				2	6 390 000	30 000
Coût total des ressources matérielles						22 399 450	105 162

Tableau 19 : Frais des ressources – Engins motorisés

Le coût total en frais de personnel est estimé à 22 399 450 DJF/an pour 90 km de réseau, soit environ 682 FDJ/km de réseau/j (= 3 €/km de réseau/j).

11.1.2.2 Frais de renouvellement du réseau

La durée de vie des réseaux est évaluée à 40 ans.

Les frais annuels d'amortissement sont donc de l'ordre de 2,25 % de l'investissement sur les 90 km de réseaux.

11.1.3 COUTS D'INVESTISSEMENT COMPOSES DES STATIONS DE POMPAGE.

En référence aux différents documents d'étude et de réalisation de stations de pompage sur la zone d'étude de Djibouti nous avons établi le graphique du coût des stations de pompage en fonction de la puissance installée. Les stations étudiées sont récentes car elles proviennent de la réalisation des projets BAD et Union Européenne entre 2011 et 2014, les couts d'investissement sont donc encore d'actualité.

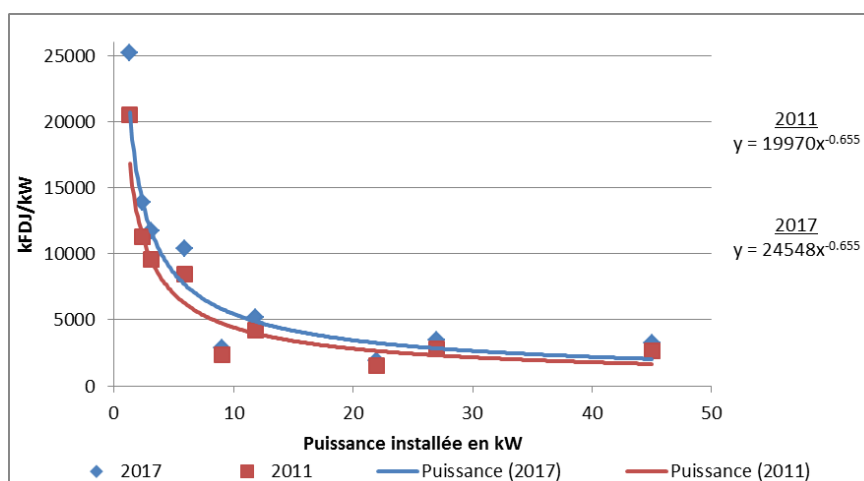


Figure 29 : Coût d'une station de pompage en fonction de la puissance installée

Le prix total d'une station de pompage en kDJF HT en 2011 suivait l'équation suivante :

$$C_{TOTAL} = 19970 * P^{0.345}$$

P étant la puissance installée en kW.

Ce coût ainsi calculé correspond à des stations équipées de 2 à 3 groupes dont un de secours, avec dégrilleur manuel et sans groupe électrogène. Cette courbe d'estimation est valable pour les stations petites à moyenne (jusqu'à 50 kW installés). Pour les plus grosses stations une estimation spécifique doit être réalisée. Les conditions de réalisation sont supposées ordinaires sans difficultés majeures de fouille et de fondation.

Pour obtenir les coûts à prendre en compte en 2017, une inflation sur la période 2011-2017 doit être prise en compte, avec une valeur annuelle moyenne de 3.5%. Finalement, à l'heure actuelle le prix réel d'une station de pompage peut s'estimer par la formule :

$$C_{TOTAL} = 24548 * P^{0.345}$$

Soit les prix fonction de la puissance installée suivants :

Puissance installée (kWh)	Coût (kDJF)	Coût (€)
2	31 180	159 896
5	42 772	219 344
10	54 327	278 600
30	79 364	406 994
50	94 659	485 429

Le graphe suivant présente la différence entre le marché de Djibouti et celui d'Abidjan en termes de coût d'investissement pour les stations de pompage.

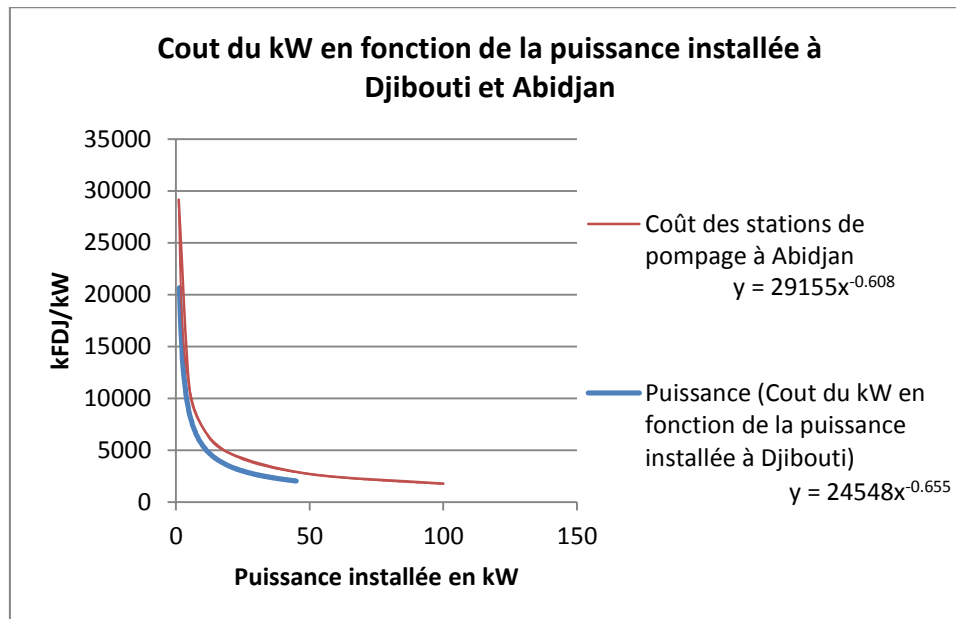


Figure 30 : Comparaison des marchés de Djibouti et Abidjan pour les stations de pompage (2017)

Les deux marchés sont donc assez similaires, on peut donc caractériser le marché de Djibouti comme un marché avec une main d'œuvre à faible coût mais soumis à de forts coûts d'importation du matériel.

Le génie civil comprend le bâtiment d'exploitation, la bêche d'aspiration, les aménagements/chambres pour installation du dégrilleur et du dessableur, le local pour les équipements électriques et l'aménagement externe (clôture, VRD, éclairage...).

Les équipements comprennent :

- les groupes électropompes,
- le dégrilleur et tous ses équipements,
- les tuyauteries, robinetterie et protection anti-bélier,
- les équipements électriques.

Le prix total d'une station de pompage peut être décomposé en prix de génie civil et prix des équipements dans une proportion de 50 % pour le GC et 50 % pour les équipements.

11.1.4 COUTS D'EXPLOITATION DES STATIONS DE POMPAGE

11.1.4.1 FRAIS DE FONCTIONNEMENT

Les frais de fonctionnement comprennent les frais d'énergie, les frais du personnel, les frais d'entretien, les frais de réparation (maintenance), les autres frais et consommables (eau, carburant, transport des déchets de dégrillage, etc.).

11.1.4.1.1 Frais d'énergie électrique

Le coût d'énergie électrique dû au fonctionnement des stations de pompage est estimé comme suit :

Énergie de pompage par m³ : $E = P/Q/3600$

Avec :

P : puissance installée en kW

Q : débit en m³/s

E : énergie en kWh/m³.

Énergie de pompage annuelle : $E_a = E \times V$

Avec

E : Énergie en kWh/m³

V : volume pompé en m³ par an

E_a : énergie en kWh/an.

Coût du kWh moyen : 50 DJF HT/kWh

11.1.4.1.2 Frais de personnel

Il s'agit du personnel chargé des opérations d'entretien de la station de refoulement (chef d'équipe, ouvriers, égoutiers, électromécanicien, etc.) :

- ✓ Gardien : 4 200 DJF/j (20€/j) tous les jours ;
- ✓ Technicien : 21 300 DJF/j (100€/j) deux jours par semaines ;
- ✓ Electromécanicien : 44 600 DJF/j (200€/j) un jour par semaines.

Soit un coût total en frais de personnel estimé à 16 650 DJF/j.

11.1.4.1.3 Coûts de maintenance

Le coût annuel de maintenance des installations est évalué sur la base d'un pourcentage du coût d'investissement : 5%.

11.1.4.2 Frais de renouvellement

Dans le cadre de l'analyse économique des options proposées, il est nécessaire de prendre en considération les frais de renouvellement des infrastructures et des équipements ainsi que la valeur résiduelle de ces derniers à la fin de la période d'analyse.

Pour se faire nous utiliserons les durées de vie suivantes :

- Génie civil : 50 ans
- Conduites (dans les stations de pompage) : 40 ans
- Équipements : 15 ans

Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs proposées pour les coûts annuels de maintenance et de renouvellement.

Investissement	Durée minimale des actifs exploités	
	Durée de vie	Amortissement
Génie Civil	50	2%
Conduites	40	2.5%
Équipements électromécaniques, pompes, équipements de régulation	15	7%

Tableau 20: Coûts de renouvellement des stations de pompage

11.2 LES STATIONS D'EPURATION

11.2.1 COUTS D'INVESTISSEMENT

La réalisation d'une station d'épuration (STEP) engage des dépenses d'investissement concernant les opérations suivantes :

- ✓ les travaux de génie civil, accès et bâtiments,
- ✓ l'acquisition, l'installation et la mise en marche des équipements.

Les coûts d'acquisition de terrain devront être estimés au cas par cas en fonction des emplacements des projets.

Les stations du panel sont des stations à boues activées (BA) à cultures libres, faible charge (FC) ou moyenne charge (MC).

Les investissements comprennent :

- ✓ Les coûts de génie civil notamment :
 - le génie civil des stations de pompage internes (en tête de la station, recirculation des boues)
 - le génie civil des ouvrages de traitement (dessableurs, décanteurs, bassins d'aération)
 - le génie civil du bâtiment et des ouvrages de traitement des boues (épaississeurs, digesteurs)
 - les terrassements et lits de séchage
 - les ouvrages annexes (accès, conduites, égouts) et les bâtiments de commande.
- ✓ Les coûts des équipements mécaniques et électriques :
 - équipements de pompage, dégrilleur et dessableur,
 - décanteurs primaires et secondaires, aérateurs,
 - les épaississeurs, chauffage et mélangeurs de boue,
 - les équipements électriques,
 - le pompage des boues digérées
 - l'évacuation des boues sèches.

Nous avons comparé les coûts des travaux déjà réalisés sur Djibouti aux coûts utilisés en France, nous obtenons un ratio variant de 70% à 100%.

Nous nous sommes donc basés sur les coûts de construction de stations de traitement Boue Activée des marchés Français, auxquels nous avons appliqués les ratios 70% et 100% afin d'obtenir une fourchette de prix.

Soit les prix suivants en fonction de la capacité (EH) voulue :

Capacité (EH)	Coût (kDJF)	Coût (M€)
5 000	[250 000 ; 365 000]	[1.2 ; 1.7]
10 000	[500 000 ; 730 000]	[2.4 ; 3.4]
30 000	[1 500 000 ; 2 200 000]	[7.2 ; 10.3]
50 000	[2 500 000 ; 3 700 000]	[12 ; 17]
100 000	[5 100 000 ; 7 300 000]	[24 ; 34]
200 000	[10 200 000 ; 14 600 000]	[48 ; 68]
250 000	[12 700 000 ; 18 200 000]	[60 ; 85]

Le coût de construction de la station d'épuration de Douda était de 5 M € en 2012, en prenant en compte l'inflation cela amène à un coût 2017 de 7.2 M €, ce qui est légèrement inférieur à nos estimations.

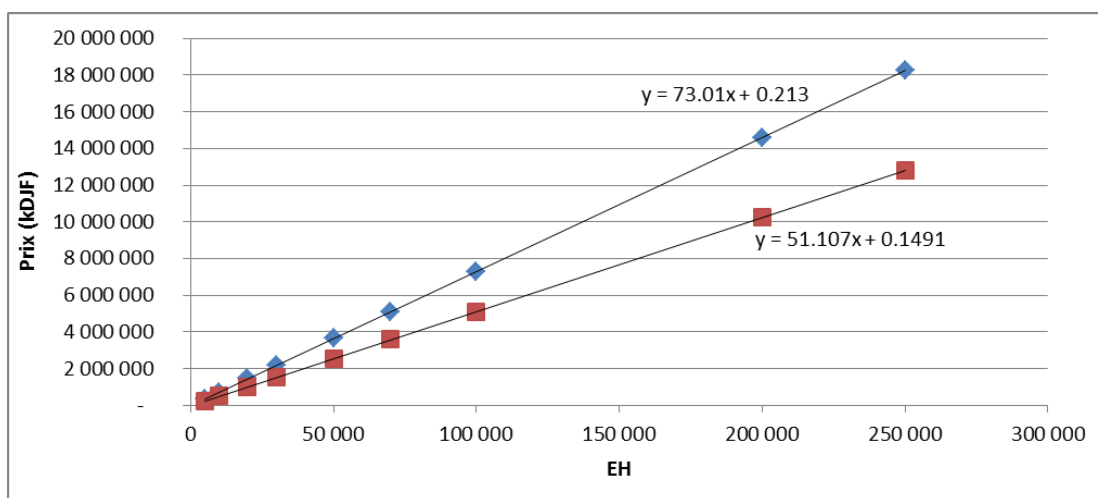


Figure 31 : Estimation d'évolution du prix d'une STEP Boue Activé – Djibouti - Equations

Répartition entre génie civil et équipement :

Dans le tableau précédent sont donnés pour chaque station énumérée, les coûts relatifs au génie civil et aux équipements.

Ces coûts rapportés en % du coût d'investissement permettent de retenir le taux moyen de 50 % pour chaque composante, pour les STEP boues activées.

Cette valeur moyenne reste dans l'intervalle généralement admis, sachant qu'il convient de signaler qu'elle peut varier de 5 à 15% suivant les particularités du site.

11.2.2 COÛTS D'EXPLOITATION

Les coûts d'exploitation se subdivisent en :

- Charges fixes comprenant la rémunération du personnel et la maintenance courante des installations (ex. changer les pièces d'usure, remplacer les petits moteurs, etc.) qui ne dépendent pas du volume d'effluents traités et qui sont peu variables d'une année sur l'autre.
- Charges proportionnelles au volume d'eaux usées traitées, comprenant les dépenses d'énergie électrique, de réactifs et d'évacuation des boues et sous-produits d'épuration.
- Dépenses de gros entretien et renouvellement : qui correspondent à des opérations de maintenance lourde (exemple : changer la roue d'une pompe, changer le moteur d'un pont roulant) et plus rarement à renouveler certains composants (ex. changer les presses à plateaux utilisées pour déshydrater les boues).

11.2.2.1 Les frais de fonctionnement / maintenance des équipements

Les frais de fonctionnement annuels sont estimés ci-dessous :

- Pour les charges fixes :

- L'effectif d'exploitation est évalué à :
 - 1 poste de type électromécanicien : 44 600 DJF/j (400 €/j),
 - 8 postes type techniciens : 21 300 DJF/j (200 €/j),
 - 4 postes type gardien : 4 200 DJF/j (20 €/j).

Le montant lié au personnel pour l'exploitation de la STEP Douda s'élève ainsi à 231 800 DJF/j pour 1 600 kg DBO5/j. Le coût journalier lié à l'effectif est donc de 145 DJF/kg DBO5/j.

- Le coût annuel de la maintenance courante est estimée à 1,5 % de l'investissement pour la part équipement et 0.5 % pour la part Génie Civil. Au total la maintenance courant est ainsi estimée à 2 % du montant de l'investissement.

- Pour les charges proportionnelles :

- Pour la consommation électrique : il faut compter 2,32 kWh/kg DBO5/j soit environ 116 DJF/kg DBO5/j avec un prix du kWh fixé à 50 FDJ (prix EDD moyen). Cette consommation représente la majeure partie des frais d'exploitation à cause de l'important coût de l'électricité à Djibouti.

11.2.2.2 Les frais de renouvellement

Dans le cadre de l'analyse économique des options proposées, il est nécessaire de prendre en considération les frais de renouvellement des infrastructures et des équipements ainsi que la valeur résiduelle de ces derniers à la fin de la période d'analyse.

Comme expliqué dans le chapitre précédent, nous avons adopté des taux d'amortissements inférieurs aux taux maximums réglementés. Ils sont évalués sur la base d'une période d'amortissement de 50 ans pour le génie civil et 15 ans pour les équipements électromécaniques, soit respectivement des taux de 2 % et 7 % par an.

Investissement	Durée minimale des actifs exploités	
	Durée de vie	Amortissement
Génie Civil	50	2%
Conduites	40	2.5%
Équipements électromécaniques, pompes, équipements de traitement	15	7%

Tableau 21 : Coûts de renouvellement des STEP

11.2.3 VALORISATION DES EAUX USEES TRAITEES ET DES BOUES DE VIDANGES

La valorisation des eaux usées traitées entraînera un coût supplémentaire d'exploitation lié à la nécessité de rajouter un traitement par chloration en sortie de station. Le coût de cette charge supplémentaire sera de l'ordre de 10 DJF/m³ soit à peu près le prix de revente de l'eau traitée qui est de 8 DJF, finalement l'incidence de ce paramètre dans le coût de la station est négligeable.

De la même manière, un traitement supplémentaire des boues de vidanges pour une utilisation en agriculture entraînerait un surcoût d'exploitation. Cependant, pour l'heure aucune norme concernant la réutilisation des boues traitées n'a été établie sur Djibouti. Il n'est donc pas possible d'établir le coût de ce surcoût éventuel, il pourrait cependant être amorti par la revente des boues traitées.

11.3 FRAIS D'ETUDE ET DE SUPERVISION DES TRAVAUX

L'estimation des coûts d'investissement sera basée sur la multiplication des prix d'ordre établis précédemment par les quantités calculées de chaque composante du projet : nature et longueur de conduites, puissance des stations de pompage, capacité des stations de traitement, etc.

A ces coûts d'investissement, seront ajoutés :

1. Investigations complémentaires, études et supervision des travaux : 15% des coûts d'investissement,
2. Une provision pour imprévus : 15% des coûts d'investissement.

12 ANNEXES

12.1 BORDEREAU DE PRIX UNITAIRES DES TRAVAUX DE RESEAUX

Intitulé du Prix	Unité	Prix Unitaire DJF
Travaux préparatoires et connexes		
<i>Coûts d'ingénierie, études et supervision des travaux</i>		5% des coûts d'investissement
<i>Provision pour imprévus physiques</i>		15% des coûts d'investissement
Avaloir		
Regard avaloir 1*1m	u	320 000
Branchement eaux usées		
Branchement 160 PVC (10ml) y compris boîte de branchement en limite du domaine public	u	150 000
Autres ouvrages en béton		
Béton de propreté	m3	35 000
Béton armé	m3	45 000
Dalle de couverture	m2	46 000
Travaux de voirie supplémentaires		
Réfection provisoire	ml	6 500
Réfection définitive trottoir	ml	9 500
Réfection chaussée goudronnée	ml	15 000
Repose de bordure de trottoir	ml	5 500
Repose de caniveau	ml	9 000
Rétablissement de voie non bitumée	ml	5 000
Équipements d'assainissement autonome		
Latrine à fosse ventilée en planche	u	113 000
Latrine à fosse ventilée en dur	u	247 000
Latrine à fosse ventilée surélevée en planche	u	133 000
Latrine à fosse ventilée surélevée en dur	u	267 000
Latrine à siphon en planche	u	123 000
Latrine à siphon en dur	u	257 000
Vidange mécanique de la fosse	u	10 000

Annexe N° 1 : Borderaux des prix unitaires supplémentaires

12.2 LISTE DES DOCUMENTS DE REFERENCE CONSULTES

- Marché BAD Lot 1, 2, 3 (2011),
- Marché EU pour la STEP Douda (2015),
- Marché de maitrise d'œuvre pour l'assainissement liquide à Balbala, Mémoire financier Cabinet Merlin (2015),
- Marché de maitrise d'œuvre pour l'assainissement liquide à Balbala, offres Vinci, Hawk et Homan (travaux en cours),
- Facture du marché de travaux pour l'assainissement liquide à Balbala,
- Travaux extension réseau AEP FADES 2 (travaux en cours),
- Travaux extension réseau AEP PIN (travaux en cours),
- Travaux pour l'usine de dessalement de Doraleh (travaux en cours),
- Projet adduction d'eau depuis l'Éthiopie (travaux en cours),
- Base de données économique et financière Schéma Directeur d'Assainissement d'Abidjan (2016),
- Étude de marché Action Contre la Faim pour l'assainissement autonome à Balbala,
- Base de données économique et financière Schéma Directeur d'eau potable de Dakar (2017).