

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
CENTRE DE ETUDES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



G.C.0522

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

THEME : DIAGNOSTIC DES RESEAUX POTEAU PORTABLE ET
D'ASSAMBLEMENT DE L'UNIVERSITE GASTON BERGER
DE SAINT LOUIS - PROPOSITIONS DE SOLUTIONS

PROFESSEUR CHEF DE TRAVAIL : M. EL HADJI MALICK SY DIOP

Présente par :

Ousmane F. S. J.

Mady Basse GAMB

Directeurs Internes :

Monsieur Séri TAMPA

Monsieur El Hadji Ramba Diaw

Directeurs Externes :

Monsieur Lamin DOUMBOLA

Monsieur El Hadji Malick Sy DIOP

Année Académique 2007-2008

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
CENTRE DE ETUDES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



G.C.0522

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

**Titre : DIAGNOSTIC DES RESEAUX D'EAU POTABLE ET
D'ASSAINISSEMENT DE L'UNIVERSITE GASTON BERGER
DE SAINT LOUIS. PROPOSITIONS DE SOLUTIONS**

Présenté par :

Ousseynou CISSE
Mady Cissé GAMB

Directeurs internes

- Monsieur Sérif TAMPA
- Monsieur El Hadji Bamba DIAW

Directeurs externes

- Monsieur Lamine DOUMBOUYA
- Monsieur El Hadji Malick Sy DIOP

Année académique 2007-2008

2

Profils en long assainissement

SOMMAIRE

Accéder à une eau de qualité à tout instant et évacuer de manière convenable les eaux usées rejetées sont des préalables pour assurer des conditions d'existence saines dans tout milieu et particulièrement dans les établissements recevant un grand public.

A l'université Gaston Berger de Saint-Louis, ces deux exigences ne sont pas à l'heure actuelle satisfaites car l'espace est caractérisé par un manque d'eau persistant et en même temps un environnement rendu malsain et exposé au risque sanitaire à cause des eaux usées que le système d'évacuation ne peut prendre en charge.

Le but de ce projet est de faire le diagnostic des réseaux d'eau potable et d'assainissement de l'université Gaston Berger et de proposer des solutions aux dysfonctionnements notés au niveau de ces infrastructures.

En effet, compte tenu de l'ampleur des problèmes d'eau et d'assainissement auxquels les usagers de l'université sont confrontés, ces questions doivent être gérées avec diligence.

Mais il faudra faire au préalable un diagnostic approfondi de la situation actuelle pour déceler tous les dysfonctionnements constatés dans l'ensemble des réseaux.

Ainsi, pour le réseau d'eau potable, différentes options seront étudiées pour un approvisionnement correct de l'ensemble de l'université. Par ailleurs les solutions pour régler l'assainissement vont s'orienter vers la mise en place d'un système de gestion des réseaux à court terme et la construction dans le long terme d'une station d'épuration.

Dans tous les cas, pour chacun des réseaux, le choix d'une option se fera en considérant l'évolution des effectifs programmés à 15 000 étudiants à l'horizon 2013 et sera déterminé par les aspects liés au coût, et à la faisabilité technique, mais aussi au respect des normes en vigueur.

Mots-clés : *eau-assainissement-qualité-réseaux-diagnostic-solutions-coût-gestion-normes-dysfonctionnements.*

DEDICACES

Ce travail est dédié

- A nos parents pour leur soutien constant
- A tous nos camarades de promotion de l'ESP avec qui nous avons cheminé ensemble
- A l'ensemble du personnel enseignant de l'Ecole Polytechnique de Thiès

REMERCIEMENTS

Nous remercions vivement nos encadreurs qui ont bien voulu nous accompagner pour la réalisation de ce travail.

- Monsieur Sény TAMBA, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès
- Monsieur El Hadji Bamba DIAW, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès
- Monsieur Lamine DOUMBOUYA, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès
- Monsieur El Hadji Malick Sy DIOP, chef de la division maintenance du CROUS

Nous remercions Monsieur Lamine DIALLO professeur à l'EPT, qui n'a ménagé aucun effort pour la réalisation de ce travail.

Nous remercions profondément Madame Adu THIAW GAYE, professeur à l'EPT et responsable du laboratoire de chimie de l'eau de l'EPT pour son appui incessant et qui a contribué à l'élaboration de ce travail.

Une mention spéciale est décernée à Monsieur Bassirou BARRY, Directeur du Domaine de l'U.G.B et Monsieur Abdou Khadre KANOUTE en service à la Direction du domaine de l'U.G.B qui ont bien voulu nous assurer un bon séjour à l'U.G.B et nous assister durant tout le projet.

Nos remerciements vont aussi à l'endroit de Messieurs Alassane BA et Ibrahima THIAM, professeurs de topographie à l'E.P.T., pour leur disponibilité et leur appui logistique.

Nous remercions également Monsieur Omar DIOM, ingénieur à la SONES pour son appui, Jean SARR et M. Masseck FALL étudiants à l'EPT

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : GENERALITES	3
1. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET HISTORIQUE	3
2. PROBLEMATIQUE.....	3
3. PRESENTATION DES RESEAUX.....	5
3.1 Réseau d'adduction d'eau potable.....	5
3.2 Réseau d'évacuation d'eaux usées.....	5
CHAPITRE II : RESEAU EAU POTABLE :	7
1. SITUATION ACTUELLE DU RESEAU	7
2. DEFINITIONS.....	7
2.1 RESEAU RAMIFIE	7
2.2 LES ACCESSOIRES	7
2.2.1 Les vannes.....	8
2.2.2 Ventouses.....	8
2.2.3 Bâche tampon pour surpresseur	8
3. EVALUATION DE LA CONSOMMATION :.....	10
3.1 RESEAU U.F.R.	10
3.2 RECTORAT.....	14
3.3 CAMPUS SOCIAL	14
4. TOPOGRAPHIE.....	18
4.1 CALCUL DE LA DISTANCE PAR STADIMETRIE	18
4.2 ANALYSE DES RESULTATS DES LEVES TOPOGRAPHIQUES :	19
5. UTILISATION DU LOGICIEL EPANET.....	22
5.1. PRESENTATION D'EPANET 2.0	22
5.2. LES PARAMETRES D'ENTREE.....	23
5.2.1 Le débit aux nœuds	23
5.2.2 Les conduites.....	23
5.2.3 Les bâches, réservoirs et vannes	24
5.2.4 La courbe de consommation ou de modulation.....	25
5.2.5 Rendement du réseau.....	26
5.3. SIMULATION	26
5.4. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	28

CHAPITRE III : PROPOSITION DE SOLUTIONS :	30
1. CONSTRUCTION D'UN CHATEAU D'EAU ET D'UNE BACHE :	30
1.1. Principe.....	30
1.2. Estimation de la consommation journalière en eau.....	32
1.3. Les réservoirs.....	33
1.3.1 Définitions	33
1.3.2 Capacité du château d'eau.....	34
1.3.3 Capacité de la bêche tampon :.....	37
1.3.4 Dimensions du réservoir : La hauteur du château d'eau.....	40
1.3.4.1 Estimation de la consommation à chaque nœud	41
1.3.4.2 Interprétation de la simulation :.....	44
1.4. Station de pompage.....	47
2. RENFORCEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE DE BRANCHEMENT.....	48
3. TRAITEMENT DE L'EAU DU FLEUVE.....	50
3.1. HISTORIQUE ET ETAT ACTUEL DE LA STATION	50
3.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT ACTUEL DE LA STATION.....	52
3.3. CARACTERISTIQUE DES EQUIPEMENTS EN PLACE SUR LE RESEAU D'ARROSAGE.....	52
3.3.1. Pompe de la prise du marigot de Djeuss.....	52
3.3.2. Pompe de surface de la station de pompage.....	52
3.4. QUALITE DE L'EAU DU FLEUVE	53
3.4.1. Paramètres physiques.....	53
3.4.2. Paramètres chimiques.....	55
3.4.3. Paramètres bactériologiques	56
3.4.4. Commentaires des résultats des analyses.....	57
3.5. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTES PARTIES DE LA STATION.....	59
3.5.1 Calcul du débit journalier :	59
3.5.2 Aménagement de la prise du marigot de Djeuss.....	59
3.5.3 Poste de dégrillage	60
3.5.4 Poste de dessablage	61
3.5.5 Poste de coagulation-floculation :.....	64
3.5.6 Poste de décantation.....	66
3.5.7 Poste de filtration :	70
3.5.8 Poste de chloration :.....	72
3.6. AUTRES OPTIONS	74
4. CHOIX D'UNE OPTION.....	75

CHAPITRE IV : RESEAU ASSAINISSEMENT	77
1. SITUATION GENERALE DE L'UNIVERSITE.....	77
2. SITUATION ACTUELLE.....	78
3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	81
4. CARACTERISTIQUES DES STATIONS DE RELEVEMENT.....	83
5. SITUATION ACTUELLE DES INFRASTRUCTURES.....	85
6. EVALUATION DES DEBITS AUX POINTS DE RELEVEMENT.....	87
7. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS.....	90
8. DIMENSIONNEMENT DES POMPES.....	92
9. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	98
9.1 LES CONDUITES (BRANCHEMENTS ET COLLECTEURS).....	98
9.2 LES STATIONS DE RELEVEMENT.....	98
10. PROPOSITIONS DE SOLUTIONS :.....	99
10.1 MISE EN PLACE DE BACS DEGRAISSEURS AU NIVEAU DE L'ANCIEN RESTAURANT.....	99
10.1.1 <i>Rôle et type de dégraisseur</i> :.....	99
10.1.2 <i>Dimensionnement du dégraisseur</i> :.....	99
10.2 MISE EN PLACE DE DEGRILLEURS AU NIVEAU DES COLLECTEURS.....	100
10.3 REHABILITATION ET PLAN DE MAINTENANCE DES RESEAUX :.....	101
10.4 CONSTRUCTION D'UNE STATION D'EPURATION DES EAUX USEES.....	103
10.4.1 <i>Choix d'une filière de traitement</i>	103
10.4.2 <i>Conception de la station de traitement par lagunage</i>	104
10.4.2.2.1. Données:.....	105
10.4.2.2.2. Dimensionnement du bassin anaérobie:.....	105
10.4.2.2.3. Dimensionnement du bassin facultatif :.....	108
10.4.2.2.4. Dimensionnement du bassin de maturation.....	109
11. ESTIMATION DU COUT DE LA STATION DE TRAITEMENT PAR LAGUNAGE.....	113

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : linéaire total des conduites en fonction du diamètre.....	7
Tableau 2: L'évolution des étudiants et la consommation d'eau per capita entre 2001 et 2007	12
Tableau : La consommation journalière d'eau per capita minimale, moyenne et maximale aux U.F.R.	12
Tableau 4 : Estimation de la consommation d'eau per capita (personnel) entre 2001 et 2007.....	14
Tableau 5: Evolution des étudiants et consommation d'eau per capita entre 2001 et 2004 au campus social.....	15
Tableau 6 : évaluation de la consommation aux nœuds du réseau du C.R.O.U.S.	16
Tableau 7: Evolution des étudiants et consommation d'eau per capita à la maison de l'université.....	17
Tableau 8: évaluation de la consommation aux nœuds ; maison de l'université.....	18
Tableau 9 : altitude des points connus sur le terrain.....	21
Tableau 10: Longueur et diamètre des conduites	22
Tableau 11: pourcentage de la consommation horaire.....	25
Tableau 12: Rapport EPANET à 9h.	28
Tableau 13: Répartition de la consommation par heure dans la journée.....	36
Tableau 14: dimensionnement de la bache tampon	39
Tableau 15: calcul des pourcentages de consommation sociale et pédagogique :	41
Tableau 16: Calcul des consommations et pédagogique en 2013:	41
Tableau 17: consommation campus social et pédagogique actuel.....	42
Tableau 18: Estimation de la consommation dans le campus pédagogique à l'horizon 2013 :	43
Tableau 19: estimation de la consommation dans le campus social en 2013.....	44
Tableau 20: les différentes vitesses en fonction du diamètre :	62
Tableau 21 : Coût estimatif d'un château de 150 m ³ sur 13 m.....	76
Tableau 22 : Coût estimatif d'une bache tampon	77
Tableau 23: linéaire des collecteurs	79
Tableau 24: cotes des regards d'assainissement	83
Tableau 25: estimation des débits moyens rejetés	89
Tableau 26: vérification des diamètres et de la condition d'auto curage des conduites	92
Tableau 27: récapitulatif des vérifications de dimensionnement des pompes de relèvement.	98
Tableau 28: Estimation du coût de la station de lagunage :	113

Liste des figures :

Figure 1 : Plan d'ensemble de l'université.....	6
Figure 2 : Plan du réseau d'adduction d'eau potable	9
Figure 3 : Plan du réseau A.E.P de l'U.F.R.	13
Figure 4 : Courbe de modulation.....	25
Figure 5 : Schéma simplifié du fonctionnement de la bêche tampon et du château d'eau	31
Figure 6 : Schéma du château d'eau.....	45
Figure 7 : Plan de situation de l'université.....	50
Figure 8 : Schéma simplifié de la station de traitement	72
Figure 9: Plan du réseau d'assainissement.....	78
Figure 10 : Schéma simplifié du réseau d'assainissement	79
Figure 11 : Schéma simplifié de la station de lagunage.....	104
Figure 12 : Schéma simplifié de la station de lagunage avec les dimensions réelles	109

ANNEXES

A : Liste des tableaux

Tableau 1 : évolution de la population estudiantine	IV
Tableau 2 : inventaire des appareils sanitaire des campus sociaux	V
Tableau 3 : inventaire des appareils sanitaire du campus pédagogique	VI

B : Rapport EPANET

Rapport EPANET	IX
----------------------	----

C : Topographique

1 : Fiche du levé topographique adduction d'eau potable	XXXVII
2 : Fiche du levé topographique assainissement	XLII
3 : Profils en longs	XLII

LISTE DES ABREVIATIONS

A.E.P :	Adduction en Eau Potable.
APD :	Avant- projet détaillé
APS :	Avant projet sommaire
DCE :	Dossier de consultation des entreprises
CEREVE :	Centre d'Enseignement et de Recherche Eau-Ville-Environnement
CF :	Coliformes fécaux
CROUS :	Centre Régional des Œuvres Universitaires de Saint-Louis
DBO ₅ :	Demande biochimique en oxygène
DCO:	Demande chimique en oxygène
EIER :	Ecole Inter Etats d'Ingénieurs de l'Équipement Rural
ENGREF :	Ecole Nationale du Génie Rural et des Eaux et Forêts
ENPC :	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
EPT :	Ecole Polytechnique de Thiès
MIAGE :	Méthode Informatique Appliquée à la Gestion
ONAS:	Office National de l'Assainissement du Sénégal
pH :	Potentiel Hydrogène
SAED	Société d'Aménagement et d'Exploitation des Terres du delta
SAT :	Sciences Appliquées et Technologie
SDE:	Sénégalaise des Eaux
SEG :	Sciences économiques et gestion
SJP :	Sciences Juridiques et Politiques
SONES :	Société Nationale des Eaux du Sénégal
UCV :	Unité de couleur vraie
UFC :	Unité formant colonie
UFR :	Unité de Formation et de Recherche
U.G.B. :	Université Gaston Berger
UTN :	Unité de Turbidité Néphelométrique

INTRODUCTION

L'approvisionnement en eau et l'assainissement constituent deux enjeux essentiels pour le maintien d'un cadre de vie sain.

C'est pourquoi, dans tout milieu, il est nécessaire de mettre en place un réseau d'adduction d'eau potable et un système d'évacuation d'eaux usées adéquats.

Le problème de la fonctionnalité de ces ouvrages se pose à l'université Gaston Berger de Saint-Louis où les usagers sont confrontés à un problème d'accès à l'eau potable et vivent dans un environnement rendu malsain par les dysfonctionnements du réseau d'assainissement. En effet, dans la quasi-totalité de l'espace universitaire (campus social et pédagogique), l'eau n'est disponible que pendant une partie de la nuit et souvent avec une pression faible.

De plus, le système d'assainissement ne parvient pas à évacuer correctement les quantités d'eaux usées rejetées.

Cette situation qui caractérise l'université est en déphasage avec les normes environnementales et hypothèque les efforts déployés par les autorités qui veulent faire de cette structure universitaire un pôle d'excellence.

C'est pourquoi, le présent projet de fin d'étude intitulé « Problématique des réseaux d'adduction d'eau potable et d'assainissement de l'université Gaston Berger – Propositions de solutions » trouve tout son intérêt.

L'objectif est de faire le diagnostic complet des réseaux d'adduction d'eau et d'assainissement, afin de déterminer les causes exactes des problèmes, et de proposer des solutions.

Pour le réseau d'eau potable, la démarche suivante sera adoptée:

- Visite de terrain en inspectant tout le réseau de même que les installations sanitaires
- Collecte d'informations sur l'évolution des effectifs d'étudiants, la consommation en eau des différentes entités, les caractéristiques de la conduite de branchement et du château d'eau qui alimente l'université
- Levé topographique par un nivellement direct pour déterminer les profils des différentes conduites.
- Reconstitution et actualisation du plan du réseau d'eau.
- Simulation du fonctionnement du réseau par le logiciel Epanet

- Prélèvement et analyse physico-chimique et bactériologique de l'eau pour étudier les possibilités de potabilisation et proposer une filière de traitement.
- L'interprétation des résultats permettra enfin de proposer des solutions suivantes : le renforcement de la conduite principale de branchement de la S.D.E., la potabilisation de l'eau du fleuve actuellement utilisée à l'état brut pour l'arrosage des espaces verts de l'université, la construction d'une bache de stockage et d'un château d'eau.
- Le choix à faire prend en compte la dimension économique.

En ce qui concerne le réseau d'assainissement la démarche à suivre consiste à faire d'abord le diagnostic en étudiant les aspects suivants:

- Etat des lieux de la situation des infrastructures
- Estimation des débits d'eaux usées rejetées par bâtiment à partir de la consommation en eau
- Etude de la topographie du terrain pour avoir les pentes des différents tronçons
- Vérification du dimensionnement de conduites et des pompes en place pour le relèvement

Après le diagnostic, l'analyse des résultats permet de proposer d'une part, une solution à court terme qui consiste à réhabiliter le réseau d'assainissement en corrigeant les dysfonctionnements. D'autre part, la solution à long terme sera de mettre en place une station d'épuration des eaux usées.

L'analyse du coût économique permettra aux décideurs de mieux se préparer à la faisabilité du projet.

CHAPITRE I : GENERALITES

1. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET HISTORIQUE

L'Université Gaston Berger est située dans la localité de SANAR, à environ 12 km de la ville de Saint-Louis sur la route nationale II de l'axe Saint-Louis-Ross Béthio. Elle couvre une superficie de 240 hectares et est rattachée à la communauté rurale de Gandon, un village situé sur l'axe Saint-Louis – Louga.

L'Université Gaston Berger a reçu ses premiers étudiants au nombre de six cents (600) en Octobre 1990.

Cette population estudiantine a connu une évolution rapide pour atteindre le chiffre de cinq mille (5 000) étudiants durant l'année académique 2005-2006.

Le campus social destiné à l'hébergement des étudiants a aussi connu un accroissement.

En effet, constitué de « trois villages » et d'un restaurant de 3200 personnes au démarrage, il dispose actuellement de onze « villages »¹ repartis sur les deux campus (I et II) et de deux pavillons dont l'un est en construction et d'un nouveau restaurant dont la mise en service sera effective sous peu.

L'U.G.B. compte de nos jours quatre Unités de Formation et de Recherche (U.F.R.) : Lettres et Sciences Humaines (L.S.H.), Sciences Economiques et Gestion (S.E.G), Sciences Appliquées et Technologie (S.A.T), Sciences Juridiques et Politiques (S.J.P).

Les autorités de l'université ont l'ambition de créer de nouvelles U.F.R. comme la santé, les Sciences de l'Ingénieur, les Sciences agronomiques et aquaculture, l'U.F.R Civilisations, Religions, Arts et Communication. Cet ambitieux programme va permettre de porter les effectifs à 15 000 étudiants d'ici 2013.

2. PROBLEMATIQUE

La problématique des réseaux d'eaux potable et d'assainissement est un élément fondamental pour assurer la qualité de vie des personnes. Dans les grands établissements recevant du public comme l'université une attention particulière mérite d'être apportée lors de la phase conception mais aussi pendant la mise en service.

¹ Village = résidence universitaire composé de plusieurs groupements de chambres

L'université, un cadre favorable à un enseignement et une recherche de qualité doit se doter d'un environnement adéquat. La présence d'une eau en qualité et en quantité et accessible à tous les usagers est d'une nécessité impérieuse.

Parallèlement, la mise en place d'un système fiable d'assainissement est primordiale pour garantir un cadre sain.

L'université Gaston Berger de Saint-Louis, un des fleurons de l'enseignement Supérieur Sénégalais, voit après quelques années de fonctionnement son cadre environnemental sérieusement menacé par l'indisponibilité d'une eau potable à certains endroits et à certaines heures et un système d'évacuation des eaux usées qui présente beaucoup de dysfonctionnements.

Cette situation engendre des conséquences néfastes dont les plus immédiates sont entre autres :

- Une station de traitement est inexistante. Ainsi, l'eau déversée dans la nature peut polluer l'environnement ce qui va à l'encontre du développement durable et de la norme de l'environnement.
- Une difficulté pour les services chargés du nettoyage de disposer d'une eau suffisante pour entretenir les toilettes. Ainsi, ils sont obligés de stocker de l'eau dans des fûts, de les faire monter au niveau des étages. Cette situation est accentuée par le fait que les chasses des toilettes ne fonctionnent pas à certaines heures de la journée à cause du manque d'eau. Le village H en est un exemple patent car d'après le concierge, l'eau fait défaut de 8 à 20 heures.
- une difficulté pour effectuer certains travaux au niveau des laboratoires. En effet, ceux-ci sont situés au niveau des étages de l'U.F.R. S.A.T., par conséquent, il existe des contraintes de pression. Par ailleurs, les manipulations se font le plus souvent dans la journée alors que c'est pendant cette période que le manque d'eau est plus aigu.
- Une difficulté à assurer les prestations dans le restaurant. Ce dernier se rabat parfois au niveau des sapeurs pompiers de Saint-Louis pour disposer d'eau. La présence d'une eau de qualité est primordiale à cet endroit pour assurer correctement le repas, laver les ustensiles de cuisine et maintenir le restaurant et la cuisine propres.
- Un environnement malsain. Il est matérialisé par un refoulement des eaux usées aux niveaux des regards surtout aux alentours du restaurant à certaines heures. Une odeur nauséabonde se dégage et pollue l'atmosphère. Un refoulement est aussi constaté sur la conduite longeant la route nationale aux heures de pointe et attire l'attention des passagers.

3. PRESENTATION DES RESEAUX

3.1 Réseau d'adduction d'eau potable

L'Université Gaston Berger est alimentée à partir d'une conduite principale de 160 mm venant de Saint Louis. La situation initiale était caractérisée par un seul piquage principal pour alimenter toutes les structures de l'université.

Avec l'augmentation de la demande et l'indépendance entre les entités que sont le CROUS et le rectorat, les autorités concernées ont séparé les deux réseaux.

La nouvelle situation est la suivante :

- un piquage pour desservir les structures du CROUS.
- un piquage pour alimenter les U.F.R et la maison de l'université
- un piquage pour le rectorat et une buvette.

La figure n° 1 présente à cet effet la situation d'ensemble de l'université.

Il est à noter que la gestion du réseau du rectorat et de l'U.F.R. est assurée par le rectorat alors que celle du réseau CROUS. est assurée par la direction du CROUS.

L'accroissement démographique à Saint-Louis, combiné aux effets des inondations ont engendré un déplacement des populations dans la zone de Sanar. C'est ainsi que de nouvelles cités telles que Boudjouk, Ngaléle, Cité SAED ont vu le jour et sont alimentés en amont de l'université.

3.2 Réseau d'évacuation d'eaux usées

Le réseau d'eaux usées de l'université de Saint Louis est composé de conduites en PVC qui assurent la collecte et l'évacuation des eaux provenant des différents villages, du restaurant, de la direction CROUS vers un collecteur principal qui draine directement par gravité les eaux sur 14 km. Trois pompes de relèvement secondaires et une pompe centrale sont mises en service afin de faciliter l'évacuation par gravité. Le système d'assainissement souffre de l'absence de station d'épuration des eaux usées.

Les importantes quantités d'eaux usées, non traitées et directement rejetées présentent des risques sérieux de pollution.

Fig 1

CHAPITRE II : RESEAU EAU POTABLE :

1. SITUATION ACTUELLE DU RESEAU

Le système d'alimentation en eau potable de l'université Gaston Berger est constitué d'un réseau ramifié de conduites P.V.C. en charge. Les diamètres utilisés sont 160 mm, 110 mm. Le linéaire total s'élève à 5776 m de conduite. Le tableau ci-dessous indique le linéaire correspondant aux différents diamètres.

Réseau	Diamètre (mm)	Linéaire (m)
S.D.E	160	846
U.F.R.	160	255
	110	1 714
C.R.O.U.S.	160	2646
	110	1162
linéaire total (160 et 110)		5 777

Tableau 1 : linéaire total des conduites en fonction du diamètre.

Les conduites de diamètre 32 mm permettent le piquage à partir du réseau secondaire pour desservir directement les bâtiments.

2. DEFINITIONS

1.4.1 Réseau ramifié

C'est un réseau conçu de sorte à ce que chaque débit n'ait qu'un seul trajet possible. Il a topologiquement une structure d'arbre. Par conséquent la mise hors service d'une branche du réseau entraîne l'isolement de tout ce qui se trouve en amont.

1.4.2 Les accessoires

Le système comprend aussi des accessoires nécessaires pour permettre le fonctionnement optimal du réseau (vanne, bêche tampon, ventouse)

Les accessoires en présence sont :

2.2.1 Les vannes

Ce sont des appareils de sectionnement. Installées sur les conduites, les vannes sont utilisées, en position fermée, pour suspendre l'alimentation, en position ouverte, pour autoriser l'écoulement de l'eau. Elles permettent d'isoler une partie du réseau en cas de dysfonctionnement, de maintenance ou bien d'extension.

Les vannes à glissière, existant dans le réseau, sont placées dans des regards. Elles sont au nombre de trois.

Cependant les vannes numéro 2 et 3 permettent la séparation des réseaux de l'U.F.R. et du CROUS qui étaient au départ unifiées lors de la période de mise en service.

La vanne 1 est placée sur le réseau du CROUS pour isoler en cas de panne une section de ce réseau. (Voir figure n° 2)

2.2.2 Ventouses

Elles protègent la canalisation contre la mise en dépression lors de la vidange des canalisations avec l'admission d'air à grand débit, contre la difficulté de remplissage des canalisations avec l'évacuation d'air à débit donné.

Elles permettent aussi d'évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau qui pourrait s'accumuler aux points hauts des conduites du réseau. Les ventouses sont placées aux points hauts.

Le suivi du tracé du réseau a permis de déceler l'existence d'une seule ventouse placée sur la conduite principale de 160 mm avant le piquage qui alimente le rectorat.

2.2.3 Bâche tampon pour surpresseur

Il en existe deux : Une au niveau de la tour qui sert à alimenter la bibliothèque universitaire et une autre au niveau du nouveau pavillon M. Ces bâches sont mises en place pour permettre le fonctionnement optimal des surpresseurs prévus en ces endroits.

Le système d'adduction d'eau potable n'est pas pourvu de réservoirs.

Les bouches d'incendie sont alimentées à partir de l'eau provenant du fleuve et destinée à l'arrosage à travers une canalisation qui jouxte les conduites d'eau potable.

La figure suivante donne une représentation du réseau d'eau potable au niveau des U.F.R et du campus social.

Fig 2

3. EVALUATION DE LA CONSOMMATION :

L'université compte trois compteurs principaux (U.F.R, C.R.O.U.S, rectorat) et un compteur divisionnaire au niveau du restaurant 1. Il existe aussi des compteurs divisionnaires dans chaque villa au niveau de la maison de l'université.

La consommation globale d'eau dans chacune des composantes de l'université est donnée par les factures bimestrielles de la S.D.E. Ainsi, la consommation journalière est :

$$Q_j = \frac{Q_{totale}}{60}$$

L'extension rapide de l'université a engendré, une augmentation du nombre d'étudiants et d'autres infrastructures. Par conséquent, les besoins en eau ont subi une forte hausse.

L'estimation de ces besoins est faite sur la base des statistiques sur les effectifs d'étudiants et la consommation exacte est connue à l'aide des relevés de factures de la S.D.E.

Ainsi la consommation au nœud désigne le débit soutiré au niveau de ce dernier dans le réseau durant une journée.

3.1 Réseau U.F.R.

Le réseau U.F.R. désigne le réseau qui dessert la maison de l'université et le campus pédagogique de l'université (voir figure n°3).

La maison de l'université est la résidence de certains professeurs et fait office d'auberge pour les invités de l'université. L'eau est utilisée principalement pour les besoins domestiques.

Le campus pédagogique se compose des salles de cours, de la direction des U.F.R., des laboratoires. L'eau est généralement utilisée pour les essais de laboratoire, la boisson et pour les toilettes.

Nous nous sommes proposés d'évaluer le débit de chaque U.F.R. en répartissant la consommation obtenue des factures de la SDE proportionnellement au nombre d'appareils sanitaires de chaque bâtiment.

Cependant, étant donné que certains nœuds correspondent à des bâtiments accueillant dès fois des U.F.R. différentes, et que certaines U.F.R. sont réparties sur deux ou plusieurs bâtiments, il est alors difficile d'estimer la consommation par U.F.R. à partir du nombre d'étudiants de cette U.F.R.

La maison de l'université habitée en majorité par des professeurs et leurs familles sollicitent le réseau de manière permanente. Les heures de pointe peuvent être calées sur les intervalles suivants : de 6 à 8 heures et de 19 à 21 heures. Par contre les U.F.R. abritant des étudiants

voient leurs consommations se faire durant la période de 8 à 19 heures pour des besoins vitaux mais en grande partie pour des activités pédagogiques. Ainsi, le réseau du campus pédagogique dessert les U.F.R et la maison de l'université. Deux entités qui ont des sollicitations totalement différentes. Etant donné que ces entités ont des sollicitations différentes, il n'est pas alors indiqué de répartir la consommation totale recueillie à partir des relevés de la S.D.E. par rapport au nombre de toilettes dans chaque bâtiment pour la maison de l'université.

Par conséquent, nous avons par hypothèse alloué 70% de cette consommation aux bâtiments des U.F.R et 30% à ceux de la maison de l'université. Ces 30% ont été répartis de manière équitable sur chaque niveau. Les maisons A, B et C composées de deux niveaux bénéficient de deux quotes-parts alors que les treize villas rez de chaussée disposent seulement d'une part.

- Le per capita C.R.O.U.S.

$$\text{per capita}_{CROUS} = \frac{\text{cons}_{CROUS}}{\text{eff étudiant}}$$

- Le per capita Rectorat

$$\text{per capita}_{Rectorat} = \frac{\text{cons rectorat}}{\text{eff personnel}}$$

- La consommation journalière au nœud :

1- minimale

$$\text{CONS}_{\text{journalière mini}} = \text{per capita minimale} * \text{eff étudiant au noeud}$$

2- moyenne

$$\text{CONS}_{\text{journalière moy}} = \text{per capita moyenne} * \text{eff étudiant au noeud}$$

3- maximale

$$\text{CONS}_{\text{journalière max}} = \text{per capita maximale} * \text{eff étudiant au noeud}$$

Le tableau ci-dessous résume l'évolution des étudiants et la consommation d'eau per capita entre 2001 et 2007

	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2006/2007
nombre de chaises	175	175	175	175	175
cons UFR (m ³ /j)	11	14	5		9,17
per capita UFR (l/j/chaise dans une toilette)	44,00	56,00	20,00		36,69

Tableau 2: L'évolution des étudiants et la consommation d'eau per capita entre 2001 et 2007

Le tableau ci-dessous résume la consommation journalière des U.F.R. minimale, moyenne et maximale en fonction du nombre de toilettes.

bâtiment	toilette	per capita (l/j/étudiant)			consommation journalière (m3/j)		
		minimal	Moyen	maximal	minimale	moyenne	maximale
Bat A	8	20,00	39,17	56,00	0,16	0,31	0,45
Bat B	11				0,22	0,43	0,62
Bat C	24				0,48	0,94	1,34
Scolarité: Bat D	10				0,20	0,39	0,56
MIAGE	6				0,12	0,24	0,34
AMPHI C	0				0,00	0,00	0,00
CENTRE CALCUL	20				0,40	0,78	1,12
Direction SAT: bat E	9				0,18	0,35	0,50
SAT2: bat F	30				0,60	1,18	1,68
SAT1: bat I	5				0,10	0,20	0,28
SEG: bat G	3				0,06	0,12	0,17
Science juridique: bat J	10				0,20	0,39	0,56
immeuble UGB	9				0,18	0,35	0,50
DOMAINE	30				0,60	1,18	1,68
SERVICE MEDICAL	-				-	-	-
	175	TOTAL			3,50	6,86	9,80

Tableau 3 : La consommation journalière d'eau per capita minimale, moyenne et maximale aux U.F.R.

Figure 3

3.2 Rectorat

Le rectorat et une buvette sont directement desservis par un piquage sur la conduite principale de la S.D.E. Aucune autre structure n'est alimentée par ce réseau. La demande de la buvette étant très négligeable par rapport à celle du rectorat ; il a été proposé d'allouer la totalité du débit au bâtiment abritant le recteur.

Ainsi, la consommation déterminée à l'aide des factures bimestrielles de la S.D.E. sur cinq ans, a permis d'avoir le débit journalier pour ce service.

	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2006/2007
effectif personnel	341	341	341	341	341
cons rectorat (m ³ /j)	16	11	97		9
per capita rectorat (l/j/personnel)	47	32	284		27

Tableau 4 : Estimation de la consommation d'eau per capita (personnel) entre 2001 et 2007

3.3 Campus social

Ce réseau dessert les campus sociaux 1 et 2, la direction et le service médical du CROUS, les restaurants et les cuisines. Il alimente aussi un deuxième restaurant et un village récemment mis en service.

En cas de dysfonctionnement de ce réseau, le restaurant et la cuisine sont alimentés par les sapeurs pompiers à raison de 9m³/j. Le compteur divisionnaire fournit la consommation de la direction et du service médical du CROUS.

Le débit d'eau prélevé au niveau de chaque village des deux campus de l'université a été obtenu en répartissant la consommation d'eau globale déterminée à partir de la facturation de la SDE proportionnellement au nombre d'étudiants de chaque village. La valeur obtenue est rapportée à un débit journalier.

Quelque soit la démarche utilisée dans les cas précédents, il est à noter qu'on doit déterminer les consommations minimale, maximale et moyenne pour mieux appréhender le comportement éventuel du réseau par rapport aux fluctuations de débit.

Le tableau n°3 résume la répartition de la consommation journalière du réseau U.F.R.

- La consommation per capita U.F.R. (maison université)

$$\text{per capita}_{MU} = \frac{\text{cons}_{MU}}{\text{nbre total de niveau}}$$

- La consommation journalière au noeud :

1- minimale

$$\text{cons}_{\text{journalière mini}} = \text{per capita minimale} * \text{nbre de niveaux au noeud}$$

2- moyenne

$$\text{cons}_{\text{journalière moy}} = \text{per capita moyenne} * \text{nbre de niveaux au noeud}$$

3- maximale

$$\text{cons}_{\text{journalière max}} = \text{per capita maximale} * \text{nbre de niveaux au noeud}$$

Le tableau ci-dessous résume l'évolution des étudiants et la consommation d'eau per capita entre 2001 et 2007 au campus social.

	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2006/2007
effectif étudiant	2659	2860	3264	3334	3787
cons CROUS (m3/j)	290	285	306		
per capita CROUS (l/j/étudiant)	109,06	99,65	93,75		

Tableau 5: Evolution des étudiants et consommation d'eau per capita entre 2001 et 2004 au campus social.

Le tableau ci-dessous résume la consommation journalière du campus social minimale, moyenne et maximale en fonction du nombre d'étudiants.

Secteur	effectif	per capita (l/j/étudiant)			consommation journalière (m ³ /j)		
		minimale	moyenne	maximale	minimale	moyenne	maximale
village A	444	93,75	100,82	109,06	42	45	48
village B	447				42	45	49
village C	444				42	45	48
village D	363				34	37	40
village E	366				34	37	40
village F	363				34	37	40
village G	360				34	36	39
village H	281				26	28	31
village I	168				16	17	18
village J	282				26	28	31
village K	483				45	49	53
village L	282				26	28	31
pavillon M	282				26	28	31
ancien restaurant	-				-	-	-
nouveau restaurant	-	-	-	-	5	5	5
service médical et administration CROUS	-	-	-	-	1	1	1

Tableau 6 : évaluation de la consommation aux nœuds du réseau du C.R.O.U.S.

- La consommation per capita U.F.R. (campus pédagogique)

$$per\ capita_{UFR} = \frac{Cons_{UFR}}{nbre\ chaises\ anglaises\ et\ turques}$$

- La consommation journalière au nœud :

4- minimale

$$\text{cons}_{\text{journalière mini}} = \text{per capita mini} * \text{nbre chaises anglaises et turques}$$

5- moyenne

$$\text{cons}_{\text{journalière moy}} = \text{per capita moyenne} * \text{nbre chaises anglaise et turques}$$

6- maximale

$$\text{cons}_{\text{journalière max}} = \text{per capita maximale} * \text{nbre chaises anglaise et turques}$$

Le tableau n°7 ci-dessous résume la consommation par personne au niveau de la maison de l'université et des villas.

	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2006/2007
nombre de niveau	19	19	19	19	19
cons UFR (m3/j)	11	14	5		9,17
per capita UFR (l/j/villa d'un niveau)	173,68	221,05	78,95		144,84

Tableau 7: Evolution des étudiants et consommation d'eau per capita aux villas.

Le tableau ci-dessous résume la consommation journalière minimale, moyenne et maximale en fonction des niveaux.

bâtiment	niveau	per capita (l/j/villa d'un niveau)			consommation journalière (m3/j)		
		minimal	moyen	maximal	minimale	moyenne	maximale
maison A	2	78,95	154,63	221,05	0,16	0,31	0,44
maison B	2				0,16	0,31	0,44
maison C	2				0,16	0,31	0,44
villa 1	1				0,08	0,15	0,22
villa 2	1				0,08	0,15	0,22
villa 3	1				0,08	0,15	0,22
villa 4	1				0,08	0,15	0,22
villa 5	1				0,08	0,15	0,22
villa 6	1				0,08	0,15	0,22
villa 7	1				0,08	0,15	0,22
villa 8	1	0,08	0,15	0,22			
villa 9	1	0,08	0,15	0,22			
villa 10	1	0,08	0,15	0,22			

villa 11	1				0,08	0,15	0,22
villa 12	1				0,08	0,15	0,22
villa 13	1				0,08	0,15	0,22

Tableau 8: évaluation de la consommation aux nœuds ; maison de l'université.

4. TOPOGRAPHIE

Afin de déterminer les cotes aux niveaux des différents nœuds, nous avons effectué un levé topographique dans l'enceinte de l'université.

Ce travail nous a permis d'établir les profils en long des tronçons (voir annexe topographie) et par conséquent de déceler l'emplacement des ouvrages annexes (ventouses, vidanges).

Le principe du levé est le nivellement direct.

Le matériel utilisé est le suivant :

- un niveau automatique
- une mire
- un trépied
- une chaîne de 50 m
- des accessoires diverses : piquets, pelles, marteau

4.1 Calcul de la distance par stadimétrie

Pour déterminer la portée (distance entre la station et la mire), on peut utiliser la méthode stadimétrique :

Pour ce faire, on effectue la lecture des trois fils f_s , f_i et f_n

La distance horizontale s'obtient par la relation $D_h = K (f_s - f_i)$

K est appelée constante stadimétrique. La valeur usuelle de $K = 100$

Cependant le chainage est plus précis que cette méthode qui exige en plus le principe d'égalité entre les portées pour une station où on effectue une lecture arrière et une lecture avant.

Le manque de précision sur la connaissance de D_h vient essentiellement de la valeur de la constante stadimétrique qui multiplie les erreurs de lecture sur mire par 100.

La précision sur la distance horizontale D_h est de l'ordre de ± 14 cm à 35 m avec un niveau classique (type NAK), ce qui est médiocre et ne fournit qu'un ordre de grandeur de D_h

cependant suffisant pour les calculs grossiers ou pour les compensations. On peut obtenir une valeur approchée de Dh à $\pm 1,4$ cm près à 35 m si l'on utilise un niveau de précision.

4.2 Analyse des résultats des levés topographiques :

Le réseau d'approvisionnement en eau potable de l'U.G.B. est caractérisé par un relief assez plat.

En effet, la différence entre la cote du point le plus bas (7.270 m) et celle du point le plus élevé (12.518m) est égale à 5.248 m.

La principale contrainte pour satisfaire l'ensemble du réseau en eau potable, sera alors liée aux longues distances des conduites, mais aussi à leur état. Sous l'effet du temps, les conduites créent plus de pertes de charges et des risques de fuite.

Les levés topographiques permettent d'avoir la cote de tous les nœuds du réseau par rapport à la cote de piquage. Ces valeurs obtenues sont introduites lors de la simulation avec le logiciel Epanet.

La différence entre le point le plus haut, point dont la topographie est la plus défavorable et le point de piquage des UFR s'estime à $12.518-10\text{m} = 2.518\text{m}$.

$$\text{cote projet} = \text{cote terrain naturel} - 1\text{m}$$

Le tableau 9 suivant donne les cotes du terrain naturel et projet des nœuds.

RESEAU C.R.O.U.S.			RESEAU U.F.R.		
NŒUDS	cote TN (m)	cote projet (m)	NŒUDS	cote TN (m)	cote projet (m)
Vanne 3	10,983	9,983	Piquage UFR	10,000	9,000
Village B	10,993	9,993	Amphi C	9,195	8,195
Village A	10,967	9,967	MIAGE	9,240	8,240
31	10,722	9,722	centre de calcul	9,331	8,331
Village C	10,125	9,125	A2	9,376	8,376
30	9,573	8,573	SAT2	9,768	8,768
Village D	10,555	9,555	Santé	9,948	8,948
Piquage services généraux	10,916	9,916	Vanne 2	12,038	11,038
Village E	10,963	9,963			
Piquage M, N	10,943	9,943	SAT1	9,546	8,546
Village F	10,708	9,708	Nœud 50	9,616	8,616
restaurant 2	10,531	9,531	Direction SAT	9,686	8,686
Village G	10,506	9,506	Direction DOMAINE	9,756	8,756
fin réseau	10,594	9,594	Sciences juridiques	9,826	8,826
			Immeuble UGB	9,788	8,788
Piq généraux	10,916	9,916	SEG	9,749	8,749
17	10,610	9,610	BAT A	9,711	8,711
16	11,190	10,190	BAT B	9,673	8,673
route 2	11,477	10,477	BAT C	9,634	8,634
14	10,462	9,462	SCOLARITE	9,596	8,596
13	11,222	10,222	Rectorat	10,746	9,746
11	10,093	9,093	Route 1	11,203	10,203
8	9,475	8,475	Service médical	11,097	10,097
Vanne 1	10,384	9,384			
3	9,273	8,273	M.A	11,610	10,610
2	9,870	8,870	M.B	11,672	10,672
Piquage CROUS	9,554	8,554	M.C	11,733	10,733
			V1	11,794	10,794
Vanne 1	10,384	9,384	V2	11,404	10,404
route 3	10,703	9,703	V3	10,906	9,906
vanne 2	12,308	11,308	V4	10,408	9,408

Village K	11,372	10,372	V5	10,641	9,641
Village J	11,492	10,492	V6	10,874	9,874
Village L	11,490	10,490	V7	11,030	10,030
Village H	11,071	10,071	V8	11,109	10,109
Village I	11,006	10,006	V9	11,149	10,149
			V10	11,037	10,037
			V11	10,813	9,813
			V12	10,702	9,702
			V13	11,136	10,136

Tableau 9 : altitude des points connus sur le terrain

Ce levé nous a permis aussi de déterminer la longueur des tronçons des conduites.

RESEAU C.R.O.U.S.			RESEAU U.F.R.		
CONDUITE	Longueur (m)	DIAMETRE (mm)	CONDUITE	Longueur (m)	DIAMETRE (mm)
vanne 3 - B	9	110	A1 - Amphi C	192	160
B - A	14	110	Amphi C - MIAGE	10	160
A - 31	57	110	MIAGE - centre calcul	21	160
31 - C	74	110	Centre calcul - A2	31	160
C - 30	59	110	A2 - SAT2	81	160
30 - D	74	110	SAT2 - Santé	154	160
D - Piquage serv.généraux	61	110	Santé - vanne 2	37	160
Piquage S. généraux - E	52	110			
E - Piquage M, N	58	110	A2 - SAT1	82	110
Piquage M, N - F	34	110	SAT1 - direction SAT	22	110
F - Restau 2	51	110	Direction SAT - 50	22	110
Restau 2 - G	25	110	50 - Direction domaine	22	110
G - Fin réseau	73	110	Direction domaine - SJP	18	110
			Sciences juridiques - immeuble	18	110
Piquage S. généraux - 17	158	160	Immeuble - SEG	18	110
17 - 16	96	160	SEG - BAT A	18	110
16 - route 2	91	160	BAT A - BAT B	18	110
route 2 - 14	158	160	BAT B - BAT C	18	110
14 - 13	105	160	BAT C - SCOLARITE	18	110
13 - 11	148	160	SCOLARITE - route 1	371	110
11 - 8	169	160	route1 - service médical	30	110
8 - vanne 1	365	160			
vanne 1 - 3	369	160	Service médical - M.A	54	110
3 - 2	111	160	M.A - M.B	24	110
2 - PIQ CROUS	205	160	M.B - M.C	24	110
			M.C - V.1	120	110
vanne 1 - route3	262	160	V.1 - V.2	96	110
route3 - vanne 2	408	160	V.2 - V.3	46	110
vanne2 - K	74	110	V.3 - V.4	46	110
K - J	81	110	V.4 - V.5	39	110

J - L	130	110	V.5 - V.6	39	110
L - H	104	110	V.6 - V.7	41	110
H - I	134	110	V.7 - V.8	42	110
			V.8 - V.9	42	110
			V.9 - V.10	34	110
			V.10 - V.11	34	110
			V.11 - V.12	34	110
			V.12 - V.13	54	110

Tableau 10: Longueur et diamètre des conduites

5. UTILISATION DU LOGICIEL EPANET

5.1. Présentation d'Epanet 2.0

EPANET 2.0 est un logiciel développé par l'agence pour la protection de l'environnement des Etats-Unis (U.S. Environmental Protection Agency, U.S.E.P.A.) pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau potable.

Le modèle hydraulique de simulation d'Epanet 2.0 calcule l'évolution des charges hydrauliques dans les nœuds et la vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites, en fonction des niveaux initiaux des réservoirs, des variations dans le temps des niveaux des bâches et des demandes en eau aux nœuds.

Le réseau est le plus souvent composé de tuyaux reliés les uns aux autres aux nœuds, mais aussi peut comporter des vannes, une ou des bâches, un réservoir etc. Il peut être ramifié ou maillé.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût
- Il permet de simuler la qualité de l'eau

5.2. Les paramètres d'entrée

5.2.1 Le débit aux nœuds

Il représente le volume d'eau consommée par unité de temps aux différents nœuds appelés nœuds de demande. Ce sont des points du réseau où les arcs se joignent. Ce sont donc des points d'entrée ou de sortie qui peuvent également ne pas avoir de débit.

A chaque nœud, les informations suivantes sont utiles :

- La cote topographique du point
- Le débit prélevé
- La qualité de l'eau

Les nœuds peuvent aussi avoir une demande qui varie dans le temps ou bien peuvent être l'objet de différents types d'usages (domestique, industrielle...). Ainsi on peut faire varier la charge hydraulique dans le temps en assignant au système une courbe de modulation (voir courbe de modulation : figure 6).

5.2.2 Les conduites

Les conduites ont pour rôle de transporter l'eau d'un point à un autre du réseau. En ce qui concerne l'alimentation en eau potable, les tuyaux peuvent être en fonte mais aussi en PVC. Le réseau de l'U.G.B. est entièrement constitué de tuyaux en P.V.C. pression.

La circulation de l'eau dans un tronçon de conduite se fait du nœud ayant la plus grande charge au nœud ayant la charge la plus faible.

Les caractéristiques des conduites sont :

- le diamètre
- le coefficient de rugosité qui est fonction de la nature et de l'âge de la conduite. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes, au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.
- la longueur
- si des ouvrages annexes existent sur les conduites, on doit les placer ; il peut s'agir de vanne, de ventouse, de clapet

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit
- la vitesse d'écoulement
- la perte de charge

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- Hazen-Williams
- Darcy-Weisbach
- Chezy-Manning

Dans la simulation nous nous proposons de choisir la formule des pertes de charges de Hazen et Williams. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents. Avec cette formule, la rugosité des conduites P.V.C. pression neuves est souvent fixée à 150. Puisque, les conduites sont assez anciennes, la rugosité estimée à 120.

5.2.3 Les bâches, réservoirs et vannes

5.2.3.1. bâche

Pour représenter l'arrivée d'eau au point de branchement principal, nous avons introduit une bâche avec comme hauteur de charge, la cote du terrain naturel augmentée de la pression à l'entrée.

5.2.3.2. Réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stockée peut varier au cours du temps. Les données de base pour les réservoirs sont les suivantes:

- l'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro)
- le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique)
- les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau
- la qualité initiale de l'eau.

5.2.3.3. Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- les nœuds d'entrée et de sortie
- le diamètre
- la consigne de fonctionnement
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

Il y a trois états possibles:

- Partiellement ouvert (c'est-à-dire, en régulation) pour maintenir une pression aval correspondant à la consigne donnée, quand la pression en amont est plus élevée que la pression de la consigne;
- Entièrement ouvert si la pression en amont est au-dessous de la consigne souhaitée;
- Fermé, si la pression en aval dépasse celle du côté amont (autrement dit, la vanne ne permet pas l'inversion d'écoulement).

Les vannes d'arrêt et les clapets anti-retour, qui ouvrent ou ferment entièrement les tuyaux, ne sont pas considérés comme des arcs spécifiques; ils sont incorporés dans les propriétés du tuyau dans lequel ils sont placés.

5.2.4 La courbe de consommation ou de modulation

La courbe de consommation décrit pour un type d'abonné, l'évolution de la demande en eau tout au long de la journée. La consommation journalière est tributaire des heures de la journée.

Elle se présente sous la forme de courbes possédant une valeur différente à chaque pas de temps d'une heure. Le produit de ces valeurs saisies ou coefficients avec la valeur moyenne de consommation aux nœuds considérés nous renseigne sur la consommation à cette heure de la journée sur ce nœud.

heure	%	heure	%
0	0,01	12	0,03
1	0,01	13	0,03
2	0,01	14	0,03
3	0,01	15	0,05
4	0,01	16	0,05
5	0,03	17	0,02
6	0,08	18	0,02
7	0,10	19	0,10
8	0,10	20	0,10
9	0,04	21	0,10
10	0,03	22	0,03
11	0,03	23	0,02

Tableau 11: pourcentage de la consommation horaire.

La figure ci-dessous représente la variation de la consommation dans la journée.

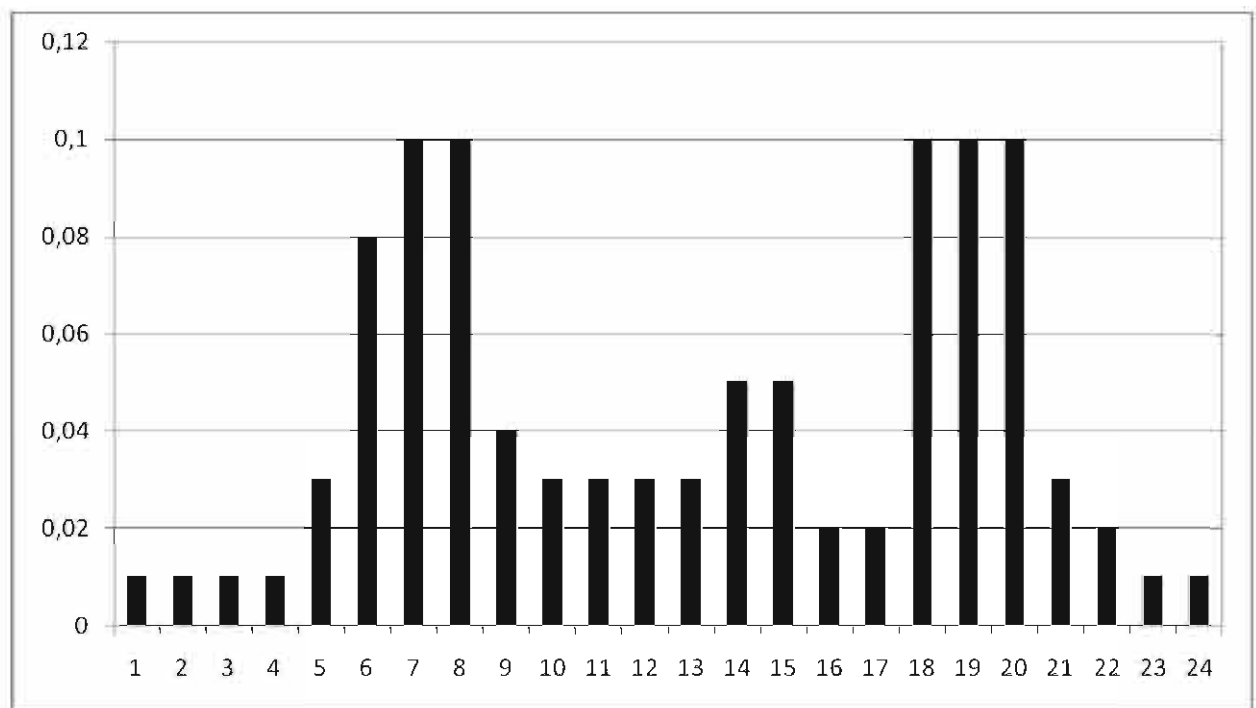


Figure 4 : courbe de modulation

5.2.5 Rendement du réseau

Le rendement du réseau noté η exprime le rapport entre la quantité produite au cours d'une période donnée et la quantité facturée (vendue). Le rendement du réseau permet de déterminer le volume d'eau non facturé (arrosage, poteaux incendie, pertes).

5.3. Simulation

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants:

- la charge
- la pression
- la qualité de l'eau.

Les unités sont choisies en paramétrant l'option hydraulique

Une fois les paramètres d'entrée déterminés, on les introduit dans le logiciel Epanet en suivant les étapes suivantes :

- Introduction des différents nœuds du réseau
- Tracé du réseau d'AEP
- Introduction des paramètres d'entrée de chaque nœud ensuite des tuyaux
- Mise en place d'une bache au point de branchement général du réseau

Afin d'être aussi fidèle que possible par rapport au plan du réseau, nous avons placé en fond d'écran, le plan du système d'alimentation en eau de l'université.

Après avoir effectué la simulation, tous les paramètres recherchés peuvent être décelés selon la commande utilisée.

Le rapport établi grâce à Epanet, permet d'avoir pour chaque nœud la pression et pour chaque tronçon de conduite, le diamètre de même que la vitesse.

Le tableau 12 donne un extrait du rapport obtenu à partir de la simulation sur EPANET.

```

*****
*                                     E P A N E T                                     *
*                                     Analyse Hydraulique et Qualitative                               *
*                                     pour les Réseaux de Tuyaux                                   *
*                                     Version 2.0                                           *
*                                                                                       *
* Version française:                               Générale-des-Eaux                               *
* Group IDMH, Univ.Polyt.Valencia                 une société de VIVENDI WATER *
*****
    
```

Résultats aux arcs à 9:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vanne1-8	245,48	0,14	0,26	Ouvert
8-11	245,48	0,14	0,26	Ouvert
11-dir_CROUS	245,48	0,14	0,26	Ouvert
dir_CRS-restau1	244,78	0,14	0,25	Ouvert
Rest-piqu_général	238,48	0,14	0,24	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	130,33	0,16	0,49	Ouvert
vilg_D-vilg_C	102,61	0,12	0,32	Ouvert
vilg_C-31	68,72	0,08	0,15	Ouvert
31-vilg_A	68,72	0,08	0,15	Ouvert
vilg_A-vilg_B	34,83	0,04	0,04	Ouvert
vilg_B-vanne3	17,41	0,02	0,01	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	80,21	0,10	0,20	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	58,67	0,07	0,11	Ouvert
vilg_F-restau2	30,98	0,04	0,03	Ouvert
restau2-vilg_G	27,48	0,03	0,03	Ouvert
vilg_G-fin_rése	13,74	0,02	0,01	Ouvert
vil_K-vil_J	77,30	0,09	0,19	Ouvert
vil_J-vil_L	55,77	0,07	0,10	Ouvert
vil_L-vil_H	34,24	0,04	0,04	Ouvert
vil_H-vil_I	12,82	0,02	0,01	Ouvert
vil_I-27	6,41	0,01	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	-114,18	0,14	0,38	Ouvert

vanne1-vanne2	-114,18	0,14	0,38	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	108,15	0,13	0,35	Ouvert
serv_medic-M.A.	2,93	0,00	0,00	Ouvert
M.A.-M.B.	2,62	0,00	0,00	Ouvert
M.B.-M.C.	2,31	0,00	0,00	Ouvert
M.C.-V.1	2,00	0,00	0,00	Ouvert
V.1-V.2	1,85	0,00	0,00	Ouvert
V.2-V.3	1,69	0,00	0,00	Ouvert
V.3-V.4	1,54	0,00	0,00	Ouvert
V.4-V.5	1,39	0,00	0,00	Ouvert
V.5-V.6	1,23	0,00	0,00	Ouvert
V.6-V.7	1,08	0,00	0,00	Ouvert
V.7-V.8	0,92	0,00	0,00	Ouvert
V.8-V.9	0,77	0,00	0,00	Ouvert
V.9-V.10	0,62	0,00	0,00	Ouvert
V.10-V.11	0,46	0,00	0,00	Ouvert
V.11-V.12	0,31	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	0,15	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	9,84	0,01	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	9,55	0,01	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	9,26	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT3	1,20	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	0,60	0,00	0,00	Ouvert

Tableau 12: Rapport EPANET à 9h.

5.4. Interprétation des résultats

Les résultats de la simulation d'EPANET sont consignés dans un rapport au niveau de l'annexe II.

L'exploitation du rapport effectué avec le logiciel Epanet fait apparaître les constats suivants :

- avec une pression d'entrée de 2 bars fixée par hypothèse pendant la nuit, période durant laquelle l'eau est disponible dans l'université, la pression est satisfaisante au niveau de tous les nœuds
- Les vitesses dans les différentes conduites sont convenables, elles respectent les conditions de vitesse souhaitées dans les conduites c'est-à-dire entre 0.5 et 1.5 m/s. (Notes de cours d'hydraulique urbaine ; Doumbouya, L. EPT 2008)
- Cependant, pendant la journée la pression d'entrée ne dépasse pas 1 bar, par conséquent, la pression disponible dans la quasi-totalité de l'université est faible à tel point que la disponibilité en eau fait défaut.

Ainsi, nous pouvons dire que le problème de l'alimentation en eau potable n'est pas lié au dimensionnement des conduites, car les diamètres sont suffisants pour véhiculer des débits de cet ordre.

Par conséquent, il apparaît clair que le problème du système d'approvisionnement en eau potable de l'Université Gaston Berger de Saint- Louis est lié à l'insuffisance du débit par rapport à la demande à certaines heures de pointe.

Cette situation est causée par l'ampleur des prélèvements en route effectués au niveau des cités situées en amont de l'université.

Plusieurs solutions peuvent dès lors être envisagées parmi lesquelles :

- Le renforcement de la conduite principale de branchement par une conduite parallèle à celle existante et qui dessert directement l'université
- La construction d'une bache tampon à l'entrée de l'université avec une pompe de reprise pour refouler l'eau
- L'utilisation de l'eau du fleuve qui est actuellement non traitée et qui sert d'arrosage.

Cette dernière solution nécessite la remise en état de la station de traitement d'eau potable qui est en place mais qui n'est pas fonctionnelle

Une dernière solution pourrait être la construction d'une nouvelle station de traitement moderne, conçue et dimensionnée pour produire une eau de qualité et en quantité suffisante.

Le choix de l'option à prendre en compte sera déterminé par les critères suivants :

- la faisabilité technique
- le coût de l'ouvrage
- la facilité de l'exploitation et de l'entretien.

CHAPITRE III : PROPOSITION DE SOLUTIONS :

1. CONSTRUCTION D'UN CHATEAU D'EAU ET D'UNE BACHE :

1.1. Principe

L'une des solutions pouvant permettre de solutionner le problème de l'alimentation en eau de l'U.G.B consiste à construire un château d'eau avec une bache tampon en amont juste après le piquage du C.R.O.U.S. qui est le premier point d'approvisionnement de l'université sur la conduite de la S.D.E. en partant du château de Ngaléle. Cette proposition de solution consiste à construire une bache tampon et un réservoir pour mieux réguler la pression dans le réseau d'adduction d'eau potable.

En effet, le château d'eau de Ngaléle est alimenté par la station de traitement de KHOR en qui envoie $200\text{m}^3/\text{h}$. Il rencontre quelques difficultés pour satisfaire la demande avec un taux d'accroissement fulgurant à cause des cités qui se développent (Ngaléle, Boudjouk, cité SAED) en amont et en aval de l'université et de la forte hausse du nombre d'étudiants. Il arrive même que le château d'eau de Ngaléle soit à vide durant la journée, ce qui justifie la faible pression au niveau des points de piquage et le manque d'eau dans certains secteurs de l'université. Par contre pendant la nuit, la consommation est relativement basse. Il y a un débit

important sur la conduite principale de la S.D.E. et une pression satisfaisante même aux points les plus contraignants.

Ainsi, la construction d'un réservoir en surface communément appelé bache tampon permet de recueillir la quasi-totalité des eaux du réservoir de Ngaléle pendant la nuit, période pendant laquelle la consommation est presque nulle. Le réservoir en surface recevra aussi durant la journée un faible débit disponible sur le réseau. La conduite alimentant la bache tampon sera munie d'une vanne qui arrête l'alimentation si le niveau de l'eau atteint une certaine hauteur dans ce dernier. Cette eau recueillie sera pompée vers un réservoir surélevé plus connu sous le nom de château d'eau. Ce dernier assurera la distribution par gravité au niveau des consommateurs. La côte du radier sera calée à une certaine hauteur de sorte que l'ensemble des points de piquage puissent être alimentés avec une pression suffisante.

Le passage de l'eau de la bache tampon au réservoir surélevé sera effectué par une pompe dont le débit sera déterminé par calcul.

La figure n°5 illustre le fonctionnement du château d'eau et de la bache.

Figure 5

1.2. Estimation de la consommation journalière en eau

L'évaluation de la consommation journalière se fera en prenant en compte les éléments suivants :

1.4.1 Besoin journalier

Par hypothèse, la consommation journalière est fixée à 60 l per capita (Note de cours hydraulique urbaine, Doumbouya, L, EPT).

1.4.2 Le comportement

Le comportement des usagers dans les établissements publics comme l'université, en ce qui concerne la consommation en eau, est très souvent déplorable. Ce qui suscite des inquiétudes sur la quantité proposée.

Ainsi, nous nous sommes proposés de la majorer de 6% pour palier la hausse probable due au gaspillage de l'eau.

1.4.3 Les pertes

Elles peuvent avoir plusieurs origines :

- Sur les canalisations anciennes il s'agit d'un vieillissement normal des matériaux qui deviennent cassant : là, les fuites proviennent des ruptures
- Elles peuvent provenir des défauts de mise en œuvre et du tassement des sols supportant les conduites qui peuvent entraîner un déboitement au niveau de l'intersection de ces dernières.

Elles sont évaluées à 10% de la consommation journalière.

Par conséquent, la consommation journalière retenue par tête d'étudiant s'estime comme étant le cumul de la quantité recommandée par la norme O.M.S., du volume proposé pour les écarts de conduites et des pertes dans le réseau.

$$Q_j = Q + 6\%Q + 10\%Q$$

$$Q_j = 1.16 * Q$$

$$Q_j = 1.16 * 60 \text{ l j}^{-1} \text{ per capita}$$

$$Q_j \approx 70 \text{ l j}^{-1} \text{ per capita}$$

1.3. Les réservoirs

1.3.1 Définitions

Le réservoir d'eau potable constitue une infrastructure de toute première importance d'un réseau de distribution d'eau. Il peut être surélevé (château d'eau) ou en surface (bâche tampon). Sa présence entre la conduite de la S.D.E. et le réseau de l'université à consommation journalière très variable a une double fonction :

Tout d'abord, dans une installation bien dimensionnée, le réservoir permet de rendre optimal le débit d'équipement de la station de pompage et une possibilité de fonctionnement intermittent.

Ensuite, un réservoir constitue une assurance contre les indisponibilités de courte durée pour les ouvrages en amont. Il permet aussi l'alimentation des consommateurs pendant un délestage électrique et une intervention sur la conduite de la S.D.E. De plus, il équilibre les pressions dans le réseau de distribution. Toutefois, ces perturbations prévisibles ou non se traduisent par une modification des consignes d'exploitation de la station de pompage.

1.3.2 Capacité du château d'eau

Sur la conduite alimentant le réseau CROUS, il sera installé un raccordement pour permettre d'alimenter la bache tampon et le château d'eau. Pour ce dernier, l'approvisionnement ne sera possible que si la pression atteint une certaine valeur.

La simulation par le logiciel Epanet lors du diagnostic a permis de vérifier que la pression est satisfaisante entre 22 h et 6 h.

Ainsi, le réservoir sera alimenté de 22h à 6h par la conduite de la SDE car la pression à cette période est satisfaisante. La demande dans le réseau sera résorbée par l'eau de forte pression transitant au niveau du château d'eau.

A cette même période, la bache tampon sera approvisionnée en eau avec un débit moyen de 100 m³/h. En effet, à ces heures, toutes les activités sont ralenties au niveau de l'université et même dans les cités en amont et en aval de l'université desservis par le château d'eau de Ngaléle. De ce fait toute eau disponible dans le réseau pourra être récupérée par la bache tampon.

A 6h, le château d'eau et la bache tampon seront pleins.

Pour le reste de la journée, à savoir de 7h à 21h, le réservoir surélevé est alimenté par pompage à partir de la bache tampon par intermittence.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation de la station de pompage et de la bache tampon situées en amont et d'autre part de la variabilité de la demande.

En ce qui concerne la station de pompage, qui consomme le plus d'énergie, son exploitation est limitée :

- ✓ Aux heures de pointe afin de diminuer le volume d'eau stockable.

L'économie rapportée sur cette proposition se fera sentir sur l'investissement car le montant d'un projet de construction d'un château d'eau est fonction de la taille de l'ouvrage.

Avec l'inflation notée sur le prix du pétrole, des produits dérivés et les moyens financiers que demanderait la construction d'un château d'eau de très grande capacité un pompage aux heures de pointe est préconisé.

A cause de la fluctuation importante de la demande en eau, attribuable principalement aux variations horaires de la consommation, il y a lieu de tenir compte dans le calcul, des besoins en eau des deux composantes suivantes :

- ✓ La réserve d'équilibre
- ✓ La réserve d'urgence et de production

La réserve incendie est incorporée dans le réseau d'arrosage car c'est sur ce dernier qu'on constate des bouches d'incendie.

1.3.2.1. La réserve d'équilibre :

Elle se définit comme étant le volume d'eau nécessaire pour répondre à la demande en eau lorsque celle-ci dépasse la consommation maximale.

Elle se calcule par la méthode « Mass diagramm » communément appelé la méthode la courbe de la demande cumulative.

La procédure de calcul est la suivante :

1. Pour la journée de consommation maximale, tracer l'histogramme de la consommation. Ce dernier est obtenu par une mesure horaire de la consommation sur les trois (3) compteurs dont dispose le réseau actuel.
2. Tracer l'histogramme de pompage journalier.
3. Tracer la courbe indiquant la différence entre la consommation horaire cumulée et le volume pompé cumulé.
4. La capacité du réservoir est la somme en valeur absolue des ordonnées entre le point le plus haut et le point le plus bas. En d'autre terme c'est la somme de l'excédent maximal et du déficit maximal.

Cette méthodologie ci-dessus a été traduite sous forme de programme Excel. Les données d'entrée sont :

- ✓ Le pourcentage de la consommation horaire rattaché à la consommation journalière. Il est donné par la courbe de modulation.
- ✓ La consommation journalière qui est obtenue par les projections sur l'horizon du projet. Elle est calculée en tenant compte du gaspillage dans les établissements où l'eau est gratuite, les pertes dans le réseau et les besoins réels journaliers.
- ✓ Les heures et le débit de pompage.

Le tableau n° 13 résume la répartition des consommations suivant les heures et l'évolution du volume pompé.

temps en heures	demande horaire en %	demande journalière m ³	demande horaire m ³	demande cumulative Q1 m ³	volume pompé horaire m ³	volume cumulé pompé Q2	Q1-Q2 m ³	maximum de Q1-Q2 m ³	Q2-Q1 m ³	maximum de Q2-Q1 m ³	réserve d'équilibre m ³	réserve urgence m ³
22	0,02	1050	18	18	0	0	18	80	-	25	105	35
23	0,01		10	28	0	0	28		-			
24	0,01		10	38	0	0	38		-			
1	0,01		10	48	0	0	48		-			
2	0,01		10	58	0	0	58		-			
3	0,01		10	68	0	0	68		-			
4	0,01		10	78	0	0	78		-			
5	0,02		21	98	0	0	98		-			
6	0,08		81	180	0	0	180		-			
7	0,10		102	102	90	90	12		-			
8	0,10		102	204	90	180	24		-			
9	0,04		41	245	90	270	-		25			
10	0,03		35	280	0	270	10		-			
11	0,03		35	315	0	270	45		-			
12	0,03		35	350	0	270	80		-			
13	0,03		35	385	90	360	25		-			
14	0,05		51	435	90	450	-		15			
15	0,05		51	486	0	450	36		-			
16	0,02		21	507	0	450	57		-			
17	0,02		21	527	90	540	-		13			
18	0,10		102	629	90	630	-		1			
19	0,10	102	731	90	720	11	-					
20	0,10	102	833	90	810	23	-					
21	0,04	37	870	0	810	60	-					
	1,00		1050									

Tableau 13: Répartition de la consommation par heure dans la journée

1.3.2.2. La réserve d'urgence:

Elle permet d'emmagasiner un certain volume d'eau permettant de faire face à des événements imprévisibles tels que les bris de la conduite principale et les dysfonctionnements des pompes.

$$R_u = \frac{1}{3} R_e$$

Avec

R_u : réserve urgence

R_e : réserve équilibre

$$R_u = \frac{1}{3} * 105$$

$$R_u = 35 \text{ m}^3$$

$$R_t = R_e + R_u$$

$$R_t = 105 + 35$$

$$R_t = 140 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de 150 m³ car ce dernier est plus fréquent dans la pratique.

1.3.3 Capacité de la bache tampon :

La bache tampon, est un ouvrage de génie civil en béton armé, situé à la surface du sol. Elle est construite à une côte inférieure à celle du point de piquage pour favoriser un écoulement gravitaire même aux périodes de très basse pression. Son rôle est de stocker de l'eau durant les heures où la pression est forte et la consommation très faible pour la resituer au réseau aux autres périodes de la journée où l'effet contraire s'observe par pompage sur le château d'eau.

La méthodologie de dimensionnement est similaire à celle utilisée pour le réservoir surélevé. Mais le déficit maximal est nul pour minimiser la capacité de la bache tampon.

Contrairement à l'autre type de réservoir, le pompage est considéré comme une consommation alors que le débit du réseau de la S.D.E. sera pris comme un apport ou une source.

Ainsi, un programme Excel est établi pour dimensionner la bêche tampon suivant les heures de pompage et le débit apporté par le réseau de la S.D.E.

temps en heures	apport horaire m ³	apport cumulative Q1 en m ³	volume pompé horaire m ³	volume cumulé pompé Q2	Q1-Q2 m ³	maximum de Q1-Q2 m ³	Q2-Q1 m ³	maximum de Q2-Q1 m ³	Bâche tampon m ³
22	100	100	0	0	100	600	-	0	600
23	100	200	0	0	200		-		
24	100	300	0	0	300		-		
1	100	400	0	0	400		-		
2	100	500	0	0	500		-		
3	100	600	0	0	600		-		
4	0	600	0	0	600		-		
5	0	600	0	0	600		-		
6	0	600	0	0	600		-		
7	15	615	90	90	525		-		
8	15	630	90	180	450		-		
9	15	645	90	270	375		-		
10	15	660	0	270	390		-		
11	15	675	0	270	405		-		
12	15	690	0	270	420		-		
13	15	705	90	360	345		-		
14	15	720	90	450	270		-		
15	15	735	0	450	285		-		
16	15	750	0	450	300		-		
17	15	765	90	540	225		-		
18	15	780	90	630	150		-		
19	15	795	90	720	75	-			
20	15	810	90	810	-	-			
21	15	825	0	810	15	-			
		825							

Tableau 14: dimensionnement de la bâche tampon

La capacité de la bache tampon s'évalue à 600 m^3 . Mais pour des raisons de mise en œuvre et pour diminuer le coût, une capacité de 400 m^3 sera retenue. Ainsi les dimensions suivantes ont été choisies :

Diamètre intérieur : 13 m

Profondeur maximale de l'eau : 3m

Revanche : 0.5 m

Profondeur de l'ouvrage : 3.5 m

La bache circulaire est choisie au détriment de celle parallélépipédique car au niveau des angles de cette dernière, il y a une concentration de contrainte donc une zone préférentielle des fissures.

1.3.4 Dimensions du réservoir : La hauteur du château d'eau

La hauteur du château d'eau représente la distance verticale séparant la surface du terrain naturel et le radier de l'ouvrage.

Le château d'eau est le seul point d'approvisionnement du réseau, donc sa hauteur doit permettre d'avoir, par un écoulement gravitaire, une pression suffisante même aux points les plus contraignants.

Le calcul de la hauteur se fera par une simulation Epanet. En effet, cette méthode nous permet d'avoir la hauteur du réservoir en se référant à la comparaison entre la pression disponible et celle minimale.

On se fixe une hauteur du réservoir puis on compare la pression disponible à chaque nœud avec la pression minimale requise (pression de service) qui est de 1 bar. Deux cas de figure se présentent :

- ✓ Si la pression disponible est supérieure à 10 mce qui est la pression minimale souhaitée à l'entrée du réseau, alors on diminue la hauteur jusqu'à ce que l'événement contraire se produise. Ainsi la dernière valeur immédiatement supérieure sera considérée comme notre hauteur de château d'eau.
- ✓ Si la pression disponible est inférieure à 10 mce, alors on augmente la hauteur du château d'eau.

La solution proposée doit être théoriquement en vigueur jusqu'à l'horizon du projet. Pour cela il incombe de calculer la consommation à cette date fixée en 2013.

1.3.4.1 Estimation de la consommation à chaque nœud.

La consommation moyenne journalière est prise égale à 70 litres/jour/étudiant en 2013 en tenant compte des pertes et gaspillage d'eau avec un effectif de 15 000 étudiants. Ce qui représente une consommation globale de 1050 m³/jour.

A priori, on ne peut pas savoir la part qui est réservée aux besoins social et pédagogique. Mais lors du diagnostic, la consommation totale, sociale et pédagogique a été déterminée. Le calcul du pourcentage de la part de consommation de chacune des deux entités par rapport à celle totale devient aisé.

Ces pourcentages calculés seront rattachés à la consommation journalière projeté afin d'avoir la part allouée à la pédagogie et au social.

Ayant l'effectif actuel et celui de l'horizon du projet, nous pouvons par la méthode de la proportionnalité, déterminer les besoins en 2013 de l'actuel campus pédagogique et des extensions futures.

La consommation aux nœuds se déduit du pourcentage de la demande réelle actuelle aux nœuds par rapport à celle réelle totale du campus pédagogique et de la maison de l'université, affectée à la consommation globale projetée du secteur pédagogique actuel.

Les tableaux Excel ci-dessous nous résument le calcul de la consommation horizon 2013.

Année	2001/2002	2002/2003	2003/2004
effectif étudiant	2659	2860	3264
cons, CROUS	290	285	306
cons, UFR	11	14	5
cons, rectorat	16	11	97
cons total	317	310	408
% social	91,48	91,94	75,00
% pédagogique	8,52	8,06	25,00
moy % social	86		
moy % pédagogique	14		

Tableau 15: calcul des pourcentages de consommation sociale et pédagogique :

année	2013 / 2014
effectif étudiant	15000
cons journalière (l/j/étudiant)	70
Cons, totale (m3/j)	1050
cons, CROUS (m3/j)	904
cons, UFR (m3/j)	146

Tableau 16: Calcul des consommations sociale et pédagogique en 2013:

répartition de la consommation sur campus pédagogique	
effectif actuel	5000
% effectif actuel	33
cons de l'actuel Campus pédagogique (m3/j)	49

Tableau 17: consommation campus social et pédagogique actuel

Le tableau n° 18 représente la consommation en eau à l'horizon 2013 à chaque nœud du campus pédagogique et des villas. L'estimation a été faite à partir des pourcentages d'eau consommée actuellement par nœud.

Désignation	cons réelle actuelle m ³ /j	cons totale réelle m ³ /j	% cons	cons totale 2013 m ³ /j	Cons aux nœuds 2013 (m ³ /j)
A	0,45	14,50	3,09	49	1,50
B	0,62		4,25		2,06
C	1,34		9,27		4,50
D	0,56		3,86		1,87
MIAGE	0,34		2,32		1,12
AMPHI C	0,00		0,00		0,00
CENTRE CALCUL	1,12		7,72		3,75
Direction SAT:bat E	0,50		3,48		1,69
SAT2: bat F	1,68		11,59		5,62
SAT1:bat I	0,28		1,93		0,94
SEG: bat G	0,17		1,16		0,56
Science juridique: bat J	0,56		3,86		1,87
immeuble UGB	0,50		3,48		1,69
DOMAINE	1,68		11,59		5,62
SERVICE MEDICAL	0,5		3,45		1,67
maison A	0,44		3,05		1,48
maison B	0,44		3,05		1,48
maison C	0,44		3,05		1,48
villa 1	0,22		1,52		0,74
villa 2	0,22		1,52		0,74
villa 3	0,22		1,52		0,74
villa 4	0,22		1,52		0,74
villa 5	0,22		1,52		0,74
villa 6	0,22		1,52		0,74
villa 7	0,22		1,52		0,74
villa 8	0,22		1,52		0,74
villa 9	0,22		1,52		0,74
villa 10	0,22		1,52		0,74
villa 11	0,22		1,52		0,74
villa 12	0,22		1,52		0,74
villa 13	0,22	1,52	0,74		

Tableau 18: Estimation de la consommation dans le campus pédagogique à l'horizon 2013 :

En ce qui concerne l'estimation des besoins au niveau du campus social, on affecte au nombre d'étudiants à desservir, la consommation journalière multipliée par le pourcentage du social calculé plus haut.

CAMPUS SOCIAL				
Désignation	Effectif	cons/étudiant camp social m ³ /j	cons aux nœuds 2013 (m ³ /j)	Cons totale 2013 m ³ /j
village A	444	60	27	290
village B	447		27	
village C	444		27	
village D	363		22	
village E	366		22	
village F	363		22	
village G	360		22	
village H	281		17	
village I	168		10	
village J	282		17	
village K	483		29	
village L	282		17	
pavillon M	282		17	
ancien restaurant	-		9	
nouveau restaurant	-		5	
service médical et administration CROUS	-	1		

Tableau 19: estimation de la consommation dans le campus social en 2013.

1.3.4.2 Interprétation de la simulation :

La simulation est faite avec la consommation projetée en 2013, à savoir une quantité journalière de 1050 m³.

Cette simulation a donné une altitude du radier du réservoir surélevé de 13 m

Cette hauteur permettra à l'eau:

- ✓ d'avoir une énergie suffisante pour pouvoir s'écouler de manière gravitaire dans le réseau.
- ✓ d'avoir une pression supérieure à celle minimale requise aux nœuds.

Vu l'emplacement de réservoir surélevé, nous proposons une conception qui aura une certaine esthétique architecturale pour être en harmonie avec son environnement. De ce fait, la cuve sera évasée, il y aura des entretoises à chaque 3m pour minimiser les risques de flambement.

Dimensions des ouvrages :

1.3.4.2.1 Cuve

Petit diamètre intérieur : 4 m ;

Grand diamètre intérieur : 11 m

Hauteur cuve : 3 m

Epaisseur : 15 cm

1.3.4.2.2 Entretoises :

Longueur : 3 m

Hauteur : 40 cm

Largeur : 20 cm

1.3.4.2.3 Fondation :

Type : radier

Profondeur : 2 m

Longueur : 8.6 m

Largeur : 8.6 m

Ces valeurs sont pour un sol de portance 2.5 MPa. Cette portance est très souvent utilisée pour les sols sableux. Ces valeurs de la fondation sont à vérifier suivant la portance du sol de plateforme donnée par les essais géotechniques et qui est fonction du type de sol, de sa teneur en eau

La figure n° 6 suivante représente le plan du château d'eau.

Fig 6

1.4. Station de pompage

Elle est composée d'une pompe et des accessoires à savoir la crépine, l'anti bélier etc.

La pompe devra normalement fonctionner pendant 9h avec un débit de 90 m³/h, mais il se trouve qu'à 6 heures le réservoir de 150 m³/h sera plein. Ce phénomène réduit de 1h 40 minutes le temps de pompage journalier.

Ainsi le temps de pompage réel journalier s'estime à 7 heures 20 minutes.

Le pompage ne se fera que de 7 à 21 heures car en dehors de cet intervalle, l'eau de la S.D.E. pourra avoir une pression satisfaisante pour alimenter directement le réseau.

Caractéristiques de la pompe :

La pompe se caractérise par sa courbe caractéristique et de rendement qui sont respectivement une courbe de la hauteur et du rendement en fonction du débit. Ces courbes caractéristiques varient en fonction des constructeurs. On se propose de spécifier seulement la hauteur manométrique totale et le débit réel que doit satisfaire la pompe. Le choix de la marque sera laissé à l'appréciation des décideurs qui pourront consulter les différents constructeurs présents sur le marché.

1.4.1 Débit réel

Le débit réel de pompage s'estime à 90 m³/h

La hauteur manométrique totale se définit comme étant la somme de la hauteur géométrique à vaincre et des pertes de charges dans la conduite.

1.4.2 Hauteur géométrique :

$$H_{géo} = cote_{radier\ réservoir} - cote_{fond\ de\ la\ bache}$$

$$H_{géo} = 22.28 - 6.78 = 16\ m$$

$$H_{géo} = 16\ m$$

1.4.3 Les pertes de charge :

Linéaire totale : 50 m

Diamètre : 160 mm

Rugosité : 150

Débit : 90 m³/h

Ainsi, d'après la formule de calcul de perte de charge suivant Hazen Williams, la perte totale s'estime à 0.409 m sensiblement égale à 0.5m.

La hauteur manométrique totale est de :

$$HMT = 16 + 0.5$$

2. RENFORCEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE DE BRANCHEMENT

2.1. Levé le long de la conduite

Etant donné la longueur de la conduite (environ 10 km), il est important d'effectuer un levé topographique pour établir le profil en long du tracé. Cela permettra de déceler les points hauts qui sont l'emplacement des ventouses et les points bas, lieux d'implantation des vidanges de même que la ligne piézométrique de chaque point de la conduite.

2.2. Dimensionnement de la conduite

2.2.1. Estimation des besoins à l'horizon 2013

Avec la montée en puissance de l'U.G.B. qui se traduit par une hausse des effectifs et la création de nouvelles UFR, les autorités rectores projettent d'amener le nombre d'étudiants à l'horizon 2013 à 15 000.

$P_{10} = 15\ 000$ personnes

La consommation journalière recommandée dans les écoles avec internat est de 30 à 60 l/j/élève (Notes de cours d'hydraulique urbaine, Doumbouya, L. EPT). En choisissant une valeur de 60 l/j et en tenant compte des pertes et du gaspillage, nous estimons à 70 l/j la consommation en eau par personne ; ainsi, le débit journalier nécessaire pour l'université sera :

$Q_j = 15\ 000 \times 70 = 1\ 050\ 000$ l/j soit $1050\ m^3/j$.

La satisfaction de ce débit peut être obtenue en posant une conduite de branchement principale reliant directement le château d'eau de Ngalèle à l'université. Cette conduite sera parallèle à celle existante.

2.2.2. Détermination du diamètre de la conduite :

L'augmentation du débit se fait dans les mêmes conditions de pression qu'avec le débit initial. Puisque les deux conduites sont parallèles, le tracé étant le même, la longueur sera la même.

Soit Q_1 le débit véhiculé par l'ancienne conduite, L_1 la longueur, K_1 la rugosité, D_1 le diamètre ΔH_1 les pertes de charges

Soit Q_2 le débit qui transite dans la nouvelle conduite, L_2 la longueur, K_2 la rugosité, D_2 le diamètre et ΔH_2 les pertes de charges

En utilisant la formule de Williams -Hazen, nous avons

$$\Delta H = \frac{10.65 \times L \times Q^{1.85}}{K^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Les deux conduites auront les mêmes pertes de charge ; donc

$$\Delta H_1 = \frac{10.65 \times L_1 \times Q_1^{1.85}}{K_1^{1.85} \times D_1^{4.87}} = \Delta H_2 = \frac{10.65 \times L_2 \times Q_2^{1.85}}{K_2^{1.85} \times D_2^{4.87}}$$

$$\text{Or } L_1 = L_2 \quad \rightarrow \quad \frac{Q_1^{1.85}}{K_1^{1.85} \times D_1^{4.87}} = \frac{Q_2^{1.85}}{K_2^{1.85} \times D_2^{4.87}}$$

$$\text{D'où} \quad \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{4.87} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \times \frac{K_2}{K_1} \right)^{1.85}$$

On cherche à déterminer le diamètre de la nouvelle conduite

Les données disponibles sont :

- Q_1 le débit véhiculé par l'ancienne conduite = 316.23 m³/j
- K_1 la rugosité conduite vieille en PVC = 120 (Williams – Hazen)
- D_1 le diamètre = 160 mm

Q_2 le débit qui transite dans la nouvelle conduite = (1050 - 316.23) = 733.77 m³/j

- K_2 la rugosité (conduite neuve) = 150

$$\left(\frac{0.160}{D_2} \right)^{4.87} = \left(\frac{316.23}{733.77} \times \frac{150}{120} \right)^{1.85}$$

$D_2 = 202$ mm (Diamètre théorique)

On pourra poser une conduite de diamètre 200 mm

Vérification de la vitesse d'écoulement

$$Q = \frac{v \times \pi \times D^2}{4} \quad \text{donc on a } v = \frac{4Q}{\pi \times D^2}$$

$$v = \frac{4 \times 0.0084}{\pi \times 0.2^2} = 0.26 \text{ m/s}$$

Cette faible vitesse d'écoulement justifie la nécessité de mettre en place des vidanges aux points bas.

3. TRAITEMENT DE L'EAU DU FLEUVE

3.1. Historique et état actuel de la station

Une station de traitement d'eau potable a été réalisée depuis 1980 et était au départ destinée à traiter l'eau du marigot de Djeuss.

Le Djeuss est un affluent du fleuve Sénégal barré au niveau de Dakar-Bango non loin de la prise de la S.D.E. (située dans ce qui est appelé le réservoir de Bango formé par la partie aval du marigot du Lampsar, un des bras du fleuve Sénégal et isolé par trois barrages : deux vers amont, sur le Djeuss et le Ngalam, un vers l'aval et le fleuve Sénégal). Cependant, par défaut d'utilisation, la station est devenue inutilisable et dépourvue de l'essentiel de ses équipements. A part les ouvrages en génie civil toutes les structures de la station sont en désuétude.

De 1990, date de démarrage des activités de l'université à 1999, toute la consommation en eau de tous les secteurs (campus social, U.F.R, rectorat, espaces verts) et pour les différents usages (boisson, arrosage) provenait du réseau de la S.D.E.

En 1999, le réseau d'arrosage a été déconnecté du réseau d'eau potable pour baisser la consommation, une partie de l'infrastructure de la station de traitement a alors été utilisée pour la production et l'adduction d'eau destinée à l'arrosage des espaces verts des campus pédagogique et social.

La figure n° 7 suivante donne le plan de situation de l'université et de la station de pompage

FIG7

3.2. Principe de fonctionnement actuel de la station

Une prise installée sur le marigot de Djeuss permet de prélever l'eau grâce à une pompe immergée qui refoule par une conduite DN 250 jusqu'au bassin de stockage (seule partie fonctionnelle de l'ancienne station de traitement) située à 1.03 km de la prise. Le bassin qui a une longueur de 20 m et une largeur de 10 m sur une profondeur de 2.5 m permet de stocker une quantité suffisante de l'eau pompée. Une station de pompage constituée de deux pompes de surface avec les accessoires aspire l'eau du bassin et refoule dans un château d'eau de 125 m sur 13m situé à côté à 5 m de la station de pompage. La distribution est assurée gravitairement dans tout le réseau d'arrosage.

3.3. Caractéristique des équipements en place sur le réseau d'arrosage.

3.3.1. Pompe de la prise du marigot de Djeuss.

Une pompe immergée à quelques mètres de la rive alimentée par le réseau électrique aspire l'eau et refoule à travers une conduite en fonte DN 250. Une deuxième conduite parallèle à l'autre est en place mais est en partie détériorée et ne transporte pas d'eau.

La station est munie d'accessoires (clapet anti retour, coude, vidange)

Il n'y a pas de compteur ou de manomètre.

L'accès à la prise se fait à l'aide d'une passerelle.

3.3.2. Pompe de surface de la station de pompage

Une pompe de surface de marque SALMSON avec un débit de 120 m³/h et une HMT de 20 m, entraînée par un moteur de puissance 7.5 kW, vitesse 1445 tr/mn aspire à partir d'une conduite PVC DN 150, l'eau provenant du marigot et stockée dans une bache puis refoule à l'aide d'une conduite DN 150 vers le château de 125 m³ sur 13 m situé à quelques mètres.

Un manomètre 10 bars permet de relever la pression.

Le réseau d'arrosage est composé de tuyaux PVC de diamètre 110, 200, 250 et 160 qui jouxte la conduite d'alimentation en eau potable.

Le réseau est aussi composé d'ouvrages divers (bouche d'incendie, ventouses).

La potabilisation de l'eau du fleuve peut être une option intéressante pour solutionner le problème de l'approvisionnement en eau potable de l'U.G.B.

Une étude de la faisabilité technique et du coût de l'investissement facilitera la décision à prendre parmi les différentes variantes proposées.

Avec l'état de délabrement très avancé de la station actuelle, il est préférable de mettre en place une nouvelle station au lieu de procéder à une réhabilitation de l'ouvrage existant.

3.4. Qualité de l'eau du fleuve

Pour traiter une eau, il est important de la connaître dans son état original. C'est pourquoi, une analyse complète de l'eau est nécessaire pour déceler les paramètres chimiques, organoleptiques, physiques et bactériologiques et de procéder aux correctifs nécessaires.

C'est dans ce cadre que des prélèvements ont été effectués suivant les normes en vigueur pour l'analyse physico-chimique de l'eau.

3.4.1. Paramètres physiques

Il s'agit du pH, de la conductivité, de la couleur et de la turbidité. Ces paramètres ont été décelés sur place sauf la turbidité qui est déterminée au laboratoire.

3.4.1.1. Le pH

Il représente la concentration des ions hydrogènes dans l'eau. Sa détermination est importante, car il conditionne les équilibres physico-chimiques, en particulier l'équilibre calco-carbonique.

3.4.1.2. la conductivité

C'est la mesure de la capacité de l'eau à conduire le courant électrique. Elle est liée à la concentration totale des substances ionisées ainsi qu'à la température à laquelle sont effectuées les mesures. Ainsi, plus la concentration en sels dissous sera importante, plus la conductivité sera élevée.

3.4.1.3. La couleur

La couleur d'une eau est principalement due aux ions métalliques (fer, manganèse, cuivre), aux particules en suspension mais aussi à la présence de matières organiques.

La couleur est dite vraie lorsqu'elle est causée par la seule présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. La couleur est dite apparente lorsque les substances en solution y ajoutent leur propre coloration.

3.4.1.4. La turbidité

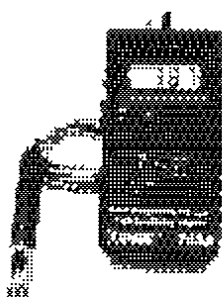
La turbidité d'une eau est due à la présence de matières en suspension et de matières colloïdales d'origine minérale ou organique. Ces matières peuvent être de l'argile, de la vase, du limon, du plancton, de fines particules organiques ou même des micro-organismes.

3.4.1.5. La température

Elle affecte de manière notable beaucoup de paramètres de qualité de l'eau. Les vitesses des réactions chimiques et biochimiques augmentent avec la température. La solubilité des gaz décroît avec la température alors que la solubilité des minéraux augmente.

- **Matériels utilisés**

- pH-mètre



- Malette comprenant un appareillage complet pour la mesure de la salinité et de la conductivité
- Thermomètre

- **Résultats des mesures in situ**

Pour chaque paramètre, trois mesures ont été faites en deux endroits différents avant le bassin de décantation et après le bassin. Les résultats trouvés sont les suivants :

1/ Avant bassin

- Couleur = 17 UCV
- pH = 7,84
- Conductivité = 217 μ S/m
- Salinité = 0
- Température = 27° C
- Turbidité = 15,6 UTN

2/ Après bassin

- Couleur = 29,5 UCV
- pH = 7,83
- Conductivité = 225 μ S/m
- Salinité = 0

- Température = 28.2°C
- Turbidité = 14 UTN

3.4.2. Paramètres chimiques

Des prélèvements ont été effectués avant et après le décanteur et conservés dans des flacons adéquats et transportés à l'aide d'une glacière à basse température pour maintenir l'état initial de l'eau jusqu'au laboratoire de chimie des eaux de l'école polytechnique de Thiès en vue de l'analyse.

Les paramètres chimiques à déterminer sont :

3.4.2.1. la dureté totale

C'est l'indicateur de la minéralisation de l'eau. Elle exprime la concentration totale en ions calcium et magnésium. Elle s'effectue par un dosage à l'EDTA (acide éthylène diamine tétracétique) à pH = 10, en utilisant un indicateur noir eriochrome T.

La dureté s'exprime en mg/l de CaCO₃ ou bien en degré français.

La dureté calcique correspond à la teneur en ions calcium contenus dans l'eau et la dureté magnésienne représente la concentration en ions magnésium.

Une eau ayant une forte dureté mousse difficilement avec le savon et rend difficile la cuisson des légumes. A l'opposé une faible dureté correspond à une eau douce.

3.4.2.2. les chlorures

La concentration en chlorures est un des éléments de la salinité ; en forte proportion les chlorures augmentent le caractère corrosif de l'eau. Ces ions participent aussi à la conductibilité électrique des cours d'eau.

Une teneur trop élevée en chlorures induit des eaux laxatives et éventuellement dangereuses pour les personnes atteintes de maladies cardio-vasculaires ou rénales.

La présence en forte quantité de chlorures dans une eau peut aussi être le signe d'une contamination.

3.4.2.3. L'alcalinité-l'acidité

L'alcalinité désigne la capacité d'une eau à neutraliser les acides. Elle est due à la présence de carbonates (CO_3^{2-}), bicarbonates (HCO_3^-) et d'ions hydroxyde

L'acidité d'une eau est sa capacité à neutraliser les bases.

Les analyses effectuées au laboratoire de chimie de l'eau de l'EPT ont donné les résultats suivants.

1/ Avant bassin

- Chlorures :	35.83 mg/l
- Acidité totale	6 mg/l de CaCO_3
- Alcalinité à la phénolphtaléine :	0 mg/l de CaCO_3
- Alcalinité totale (TAC) :	34 mg/l de CaCO_3
- Dureté totale :	30.487 mg/l CaCO_3 entre 1 et 10 meq/l
- Dureté calcique :	6.42 mg/l CaCO_3
- Dureté magnésienne :	4.063 mg/l CaCO_3
- Résidu sec filtrable :	143.2 mg/l
- CO_2 libre	1.1 mg/l de CaCO_3

2/ après bassin de décantation

- Chlorures :	6.365 mg/l
- Acidité totale :	6 mg/l de CaCO_3
- Alcalinité à la phénolphtaléine :	0 mg/l de CaCO_3
- Alcalinité totale (TAC) :	28 mg/l de CaCO_3
- Dureté totale :	0 mg/l CaCO_3
- Dureté calcique :	0 mg/l CaCO_3
- Dureté magnésienne :	0 mg/l CaCO_3
- Résidu sec filtrable :	148 mg/l
- CO_2 libre	0.93 mg/l de CaCO_3

3.4.3. Paramètres bactériologiques

Les eaux destinées à la consommation contiennent souvent des organismes tels que les bactéries, virus, champignons, vers.

L'étude bactériologique concerne la détermination des bactéries du groupe des coliformes dont la présence dans l'eau est un indicateur de contamination à base d'organismes pathogènes.

Il existe deux groupes : les coliformes totaux et les coliformes fécaux.

Pour les eaux brutes comme c'est le cas avec le marigot de Djeuss, les coliformes fécaux sont de préférence utilisés comme indicateurs de qualité. C'est pourquoi, des prélèvements ont été effectués en respectant les critères exigés et l'analyse bactériologique s'est faite pour la détermination des coliformes fécaux.

Nombre de coliformes fécaux

- Avant bassin de décantation : 1000 UFC/100 ml
- Après bassin : 500 UFC/100 ml

3.4.4. Commentaires des résultats des analyses

3.4.4.1. dureté totale de l'eau

Suivant sa dureté, une eau peut être qualifiée de dure, semi-dure ou douce.

En effet :

- si la dureté totale est comprise entre 0 et 150 mg/l de CaCO_3 , l'eau est douce
- Si elle est comprise entre 150 et 250, cette eau est mi-dure
- Si elle est supérieure à 250 mg/l de CaCO_3 , elle est dure.

L'analyse de l'eau du marigot de Djeuss a révélé une dureté totale de 30.487 mg/l de CaCO_3 ; c'est pourquoi, cette eau est considérée comme douce

3.4.4.2. Teneur en chlorures de l'eau

L'analyse de l'eau a révélé une teneur en chlorures de 35.83 mg/l. Cette valeur est inférieure à la limite admissible qui est de 250 mg/l.

3.4.4.3. L'alcalinité

L'alcalinité totale de l'eau brute est 34 mg/l de CaCO_3 alors que la norme recommande 30 mg/l de CaCO_3 . Cependant, le traitement par coagulation par l'adjonction de sulfate d'aluminium peut baisser cette valeur

3.4.4.4. La couleur

La limite maximale acceptable de la couleur (15 unités de couleur vraie) été fixée en fonction de considérations d'ordre surtout esthétique ou, plus précisément, organoleptique. Cette valeur est inférieure à la valeur de 17 UCV trouvée en amont du bassin de stockage. Un traitement par coagulation-floculation peut abaisser la valeur.

3.4.4.5. La turbidité

La turbidité de l'eau est estimée à 15.6 UTN, alors qu'il est recommandé d'avoir une eau ayant une turbidité inférieure à 5 UTN. Un traitement par coagulation-floculation suivie d'une décantation peut permettre d'abaisser la turbidité.

3.4.4.6. Qualité bactériologique

L'analyse bactériologique révèle une présence de coliformes fécaux dans l'eau brute. Ces éléments ne sont pas tolérés dans une eau destinée à la consommation. C'est pourquoi, un traitement permettant d'éliminer ces germes indicateurs de pollution est nécessaire pour que l'eau puisse être utilisée pour la consommation.

Proposition d'une chaîne de traitement :

L'analyse des paramètres physico-chimiques et bactériologiques permet d'appliquer à l'eau brute un traitement adéquat pour la rendre potable.

Une eau potable est avant tout déterminée par l'absence de risque sanitaire. C'est ainsi que, des normes ont été établies pour fixer les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau.

Les résultats des analyses effectuées sur l'eau brute du marigot Djeuss, ont montré que des correctifs sont à apporter sur beaucoup de paramètres.

C'est pourquoi, pour rendre cette eau potable, il est proposé la mise en place d'une chaîne de traitement constituée d'un ensemble d'équipements, depuis la prise jusqu'à la sortie de la station de potabilisation avec les procédés successifs : dégrillage, dessablage, coagulation-floculation, décantation, filtration, désinfection.

Par ailleurs l'analyse microbiologique a montré la présence d'un grand nombre de coliformes fécaux. Donc sans traitement adéquat aboutissant à la destruction totale de ces germes, l'eau n'est pas potable.

3.5. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTES PARTIES DE LA STATION

La station de traitement sera composée des ouvrages suivants pour assurer un traitement adéquat de l'eau du fleuve.

- ✓ Poste de dégrillage
- ✓ Poste de dessablage
- ✓ Poste de coagulation floculation
- ✓ Poste de décantation
- ✓ Poste de filtration
- ✓ Poste de désinfection (chloration)

3.5.1 Calcul du débit journalier :

D'après les projections faites par les autorités universitaires avec une montée en puissance qui se traduit par la création de nouvelles UFR, l'UGB accueillira en l'an 2013, quinze mille étudiants.

Nous estimons à 70 l la consommation nécessaire par personne et par jour à l'université, donc le débit d'eau nécessaire sera $Q=15\ 000 \times 70 \times 0.001= 1\ 050\ \text{m}^3/\text{j}$.

3.5.2 Aménagement de la prise du marigot de Djeuss

Depuis la création de la brèche par les autorités étatiques sur le fleuve Sénégal à Saint-Louis en 2003 pour sauver la ville des inondations, le plan d'eau au niveau du marigot de Djeuss subit une variation suivant les saisons. Il atteint son niveau le plus bas en Juin.

Il a même été constaté lors des prélèvements, que la pompe immergée qui aspire l'eau destinée à l'arrosage, est légèrement dénoyée.

Pour éviter des incidents, lors de la mise en service de la nouvelle station, il y a lieu de réaliser une tour de prise à partir de laquelle on pourra capter l'eau à des hauteurs variables selon la saison de telle sorte que le pompage se passe dans de bonnes conditions. Cette tour sera équipée d'une grille qui retient les gros éléments charriés (feuilles d'arbres, herbes, corps flottant etc.).

L'installation d'une échelle limnimétrique serait aussi importante pour le contrôle des variations du plan d'eau.

3.5.3 Poste de dégrillage

3.5.3.1. Choix d'un type de dégrilleur

Le dégrillage permet de protéger les ouvrages contre l'arrivée de matières de dimensions importantes pouvant occasionner des dommages aux unités de la station de traitement.

L'ouvrage utilisé sera un dégrilleur qui peut être constitué d'une grille à nettoyage manuel mais peut aussi être automatique. Il permet de séparer et d'évacuer les gros éléments charriés. Pour le dégrilleur automatique, le nettoyage se fera avec un racleur (ou râteau ou peigne ou poche pivotante) qui remonte les déchets le long de la grille. Le fonctionnement du dégrilleur automatique nécessite l'existence de vérins hydrauliques.

Nous proposons la mise en place du dégrilleur manuel, car le type automatique bien que plus moderne nécessite un entretien et une maintenance rigoureuse ; des risques de pannes existent.

De plus, le choix d'un dégrilleur manuel permet de faire des économies sur la consommation en énergie. Cependant une intervention au moins une fois par semaine est nécessaire pour le nettoyage des grilles.

3.5.3.2. Dimensionnement du dégrilleur :

Pour les eaux de surface (eau de fleuve peu chargée comme c'est le cas pour le marigot de Djeuss) les espacements des grilles peuvent être choisis entre 20 et 40 mm.

La vitesse de passage à travers la grille doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille, avec des pertes de charges peu importantes.

La vitesse de passage de l'eau entre les barreaux est donnée par l'expression

$$V = \frac{Q}{S_u} \quad \text{avec} \quad S_U = S_m \cdot \theta \cdot (1 - C)$$

$$\text{Avec} \quad \theta = \frac{e}{e + b} \quad \text{et} \quad S_m = \frac{Q}{V \cdot \theta \cdot (1 - C)}$$

- S_u est la surface utile de la grille et S_m la section mouillée et C le coefficient de colmatage de la grille
- Q le débit d'eau à traiter
- e l'espacement entre les barreaux
- b l'épaisseur des barreaux

Hypothèses : on se fixe une vitesse $v=0.1\text{m/s}$; dans la littérature, il est dit que pour les grilles à nettoyage manuel, $v < 1 \text{ m/s}$; $C = 0.7$ à 0.8 (Notes de cours Ndoye S. Assainissement des Eaux, EPT 2008)

Le débit journalier d'eau brute est $1050 \text{ m}^3/\text{s}$ soit $Q = 12.15 \text{ l/s}$

On admet un espacement $e = 2 \text{ cm}$; une épaisseur des barreaux de 1 cm

$$\text{Donc } \theta = \frac{e}{2+1} = \frac{2}{3}$$

Le coefficient de colmatage C est fixé à 0.7 (car la grille est à nettoyage manuel)

$$\text{Soit } S_m \text{ la surface mouillée minimale de grille à prévoir } S_m = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.1 \times \frac{2}{3} \times (1-0.7)} = 0.60 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface utile sera } S_u = S_m \cdot \theta \cdot (1 - C) = 0.60 \times \frac{2}{3} \times (1 - 0.7) = 0.12 \text{ m}^2$$

La longueur oblique de la grille inclinée d'un angle α est $L_0 = \frac{h}{\sin \alpha}$ On pose $\alpha = 60^\circ$ et

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$L_0 = \frac{80}{\sin 60} = 92.3 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur utile de la grille est } l = \frac{S_u}{h} = \frac{0.6}{0.8} = 0.75 \text{ m}$$

Donc les dimensions à choisir seront :

Barreaux espacés de 2 cm ; épaisseur des grilles 1 cm

Tirant d'eau dans le dégrilleur $h = 0.80 \text{ m}$

Largeur utile du dégrilleur $l = 0.75 \text{ m}$.

Longueur $L_0 = 0.81 \text{ m}$

Pour assurer la continuité du traitement, il est proposé la mise en place de deux dégrilleurs en parallèles. Ainsi, en cas de nettoyage de l'un, l'autre dégrilleur pourra être fonctionnel.

3.5.4 Poste de dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux les particules grenues de diamètre $D > 0.2 \text{ mm}$ et d'éviter leur dépôt dans les conduites. Il permet par conséquent de protéger les pompes contre l'abrasion. Les particules de diamètre inférieur à 0.2 mm sont extraites par décantation.

3.5.4.1. Principe

On mettra en place un dessableur rectangulaire plus facile à concevoir. L'efficacité du dispositif dépendra du débit d'entrée et de la constance de la vitesse d'écoulement à l'intérieur.

En effet, une vitesse constante permettra un meilleur rendement et limitera le dépôt de particules fines responsables d'odeurs et de fermentation.

Les dimensions sont :

- La longueur L , la largeur l et la hauteur h
- Surface horizontale $S_h = L \times l$
- Surface transversale $S_v = h \times l$

Soit V_s la vitesse de sédimentation du plus petit grain de sable à retenir :

$$S_h = \frac{Q}{V_s}$$

Soit V_h la vitesse d'écoulement horizontale. Puisqu'il est prévu une évacuation des particules extraites par raclage de fond, la vitesse horizontale désirée devra être inférieure à la vitesse critique d'entraînement. On se base sur les données de Degremont dans le Mémento Technique de l'Eau. Le tableau exprime les vitesses horizontales et de sédimentation des particules dans l'eau suivant le diamètre

D cm	0.005	0.010	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
V_c cm.s ⁻¹	0.2	0.7	2.3	4.0	5.6	7.2	15	27	35	47	74
$V_{c'}$ cm.s ⁻¹	0	0.5	1.7	3.0	4.0	5.0	11	21	26	33	
$V_{c''}$ cm.s ⁻¹	0	0	1.6	3.0	4.5	6.0	13	25	33	45	65
VI cm.s ⁻¹	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

Tableau 20: les différentes vitesses en fonction du diamètre :

D est le diamètre de la particule en cm

V_C la vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale nulle

$V_{C'}$ vitesse de sédimentation pour fluide à vitesse horizontale égale à VI

$V_{C''}$ vitesse de sédimentation pour fluide à vitesse horizontale de 0.30 m.s⁻¹

VI vitesse horizontale critique d'entraînement de la particule déposée

Le plus petit grain de sable devrait atteindre le fond du dessableur avant la sortie. Ainsi, le temps de sédimentation $\frac{h}{V_s}$ doit être inférieur au temps de traversée horizontale de l'ouvrage

$$\frac{L}{V_h}$$

3.5.4.2. Dimensionnement

Hypothèses : en choisissant des particules de diamètre 0.2 cm comme celles ayant la plus grosse taille, nous aurons :

$$\frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s} \quad (1)$$

vitesse horizontale $V_h = \frac{Q}{S_v} = \frac{Q}{l \times h} \quad (2)$

Les relations (1) et (2) donnent $\frac{L \times l \times h}{Q} \geq \frac{h}{V_s} \quad (3)$

La relation (3) peut être simplifiée comme suit : $L \times l \geq \frac{Q}{V_s}$

Pour la conception, on choisira L et l de sorte que $2 \leq \frac{L}{l} \leq 3$

De manière plus précise, on fixe $L=3l$; la relation (3) simplifiée donne alors $3 \times l \times l \geq \frac{Q}{V_s}$

$$\text{D'où } l \geq \sqrt{\frac{Q}{3 \times V_s}}$$

Dans la relation (1) $h = \frac{Q}{V_h \times l}$

Pour des particules de diamètre 0.02 cm ; la profondeur de l'eau du marigot au niveau de la prise varie suivant les saisons mais est toujours supérieur à 2 m. Donc on se fixe une profondeur $h = 2 \text{ m}$ pour le dessableur.

D'après le tableau ci-dessus, pour un diamètre de 0.02 cm, la vitesse d'entraînement critique est estimée à 27 cm.s^{-1} , or la vitesse horizontale doit être inférieure à la vitesse d'entraînement critique puisqu'il est prévu une évacuation des sables par raclage de fond.

On choisit alors $V_h = 20 \text{ cm.s}^{-1}$ donc d'après le tableau de Degremont V_c' ou $V_s = 0.5 \text{ cm.s}^{-1}$

$$L \times l \geq Q / V_s$$

$$L \times l \geq \frac{0.01215}{0.005}$$

D'où la surface horizontale $S_h = 2.43 \text{ m}^2$

Pour la conception on choisira $L=3l$

Donc $3xl^2 = 3.24$ d'où $l = 0.90 \text{ m}$

Les dimensions retenues sont pour le dessableur

$L = 2.5 \text{ m}$, $l = 1 \text{ m}$, $h = 2 \text{ m}$

3.5.5 Poste de coagulation- floculation :

La coagulation permet de déstabiliser les particules très petites dites colloïdales qui sont en suspension dans l'eau et qui gardent une certaine stabilité.

L'injection d'un réactif adéquat permet de neutraliser les charges négatives des colloïdes et le réactif ainsi utilisé est un coagulant.

La floculation est le phénomène dynamique qui suit la coagulation et correspond à l'agglomération de ces particules déchargées en microfloc puis en flocon volumineux et décantable : le floc.

3.5.5.1. Choix d'un coagulant

Les critères essentiels de choix d'un coagulant sont liés à l'efficacité à réduire la couleur, la turbidité et les matières organiques de l'eau. Néanmoins, on ne peut pas négliger son prix et les effets secondaires comme les fuites en Fe^{3+} et Al^{3+} qui occasionne des risques sanitaires mais aussi peuvent être à l'origine de la présence de traces de résidus métalliques.

Pour la station de l'U.G.B., nous préconisons l'emploi du sulfate d'aluminium. Il se présente sous forme de solide ou liquide. C'est un produit largement utilisé dans les stations de traitement car ayant un coût relativement faible. Il est aussi disponible dans le marché.

3.5.5.2. Propriétés du sulfate d'aluminium

Formule générale: $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3, 18 \text{ H}_2\text{O}$

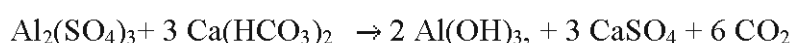
Présentation: solide à 17% en Al_2O_3

liquide à 8% en Al_2O_3

pH d'utilisation: 5,5 à 8

Taux de traitement: 10 à 150 g/m^3 de produit solide.

Reaction d'hydrolyse:



Précautions à prendre :

L'adjonction de sulfate d'aluminium dans l'eau a pour effet de diminuer le titre alcalimétrique total et de libérer de l'acide carbonique. Ces deux phénomènes entraînent une baisse du pH.

C'est pourquoi, son utilisation doit être précédée de Jar Test pour déterminer la dose optimale de coagulant qui puisse avoir un impact minime sur le pH.

3.5.5.3. Jar test

Un jar test permet d'estimer la dose de coagulant à adjoindre à l'eau. On peut tout de même noter que, dans les procédés classiques, la quantité de sulfate d'aluminium varie de 10 à 150 g/m³ pour les eaux de surface.

En l'absence de jar test, nous proposons une dose de 20 g/m³ de coagulant.

La coagulation est suivie de la floculation. C'est l'opération qui consiste à provoquer l'agglomération des particules en vue d'obtenir un floc décantable.

3.5.5.4. Dimensionnement du flocculateur :

Le flocculateur est caractérisé par son gradient de vitesse moyen G , son temps de rétention t et par les vitesses du mobile qui crée le bris des floccs.

Le flocculateur peut être à barrières ou à hélices.

Dans le cas de l'U.G.B, il est recommandé un flocculateur à barrière car cette option a l'avantage de permettre d'éviter les contraintes liées à la corrosion dans une zone comme Saint-Louis où la proximité de la mer entraîne des risques élevés de corrosion des matériaux.

Critères de design :

1. Gradient de vitesse :

L'efficacité de la coagulation dépend de la probabilité de contact entre les particules ; c'est pourquoi, le fluide est agité. En floculation, on préconise des vitesses d'agitation comprises entre 25 et 65 s⁻¹.

Nous fixons donc $G = 30 \text{ s}^{-1}$

1. Temps de rétention :

Le temps de rétention est choisi entre 30 minutes et 60 minutes. La valeur de 30 minutes est très souvent utilisée pour la conception des flocculateurs.

Nous choisissons alors $t = 30$ min.

2. Volume du bassin de flocculation :

Le débit d'eau à traiter journalier est estimé à $1050 \text{ m}^3/\text{j}$; soit $0.012 \text{ m}^3/\text{s}$; si nous choisissons une profondeur d'eau de 2.5 m

$$t = \frac{B}{Q}$$

t = temps de rétention en s

Q = débit en m^3/s

B = volume du bassin en m^3

Donc $B = t \times Q$

$$B = 30 \times 60 \times 0.012 = 21.6 \text{ m}^3$$

Si nous fixons la profondeur du bassin à 2 m, nous aurons une surface de 10.8 m^2 ;

Les dimensions suivantes peuvent être retenues

Longueur 3.5 m

Largeur 3 m

Hauteur 2 m

Dans le cas du type de flocculateur choisi, c'est-à-dire celui à écoulement horizontal, l'agitation est provoquée par un ensemble de pâles parallèles à l'axe de rotation.

3.5.6 Poste de décantation

La décantation est un procédé qui permet d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.

3.5.6.1. Principe de la décantation

Lorsqu'une particule est dans l'eau, elle est soumise à la force de pesanteur, qui est l'élément moteur permettant la chute et une force résistante due à la traînée du fluide s'opposent à ce mouvement. La force résultante en est la différence entre ces deux forces. STOKES a établi à partir de ces données, la loi qui permet de calculer la vitesse limite de chute d'une particule.

$$V_p = \left[\frac{4 \cdot g (\rho_p - \rho_L) \cdot d}{3 \cdot C_D \cdot \rho_L} \right]^{1/2}$$

Le nombre de Reynolds se détermine par la relation $N_R = \frac{\rho_L \cdot v_p \cdot d}{\eta}$

Si $N_R < 1$ (écoulement laminaire) $C_D = \frac{24 \cdot \eta}{\rho_L \cdot v_p \cdot d}$

La formule précédente devient: $V_p = \frac{g(\rho_p - \rho_L) \cdot d^2}{18\eta}$

avec v_p : vitesse limite de chute de la particule (m/s)

d : diamètre de la particule (m)

C_D : coefficient de traînée

ρ_p : masse volumique du solide (kg/m³)

η : rendement du décanteur

ρ_L : masse volumique du fluide (kg/m³)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

N_R : nombre de Reynolds particulaire

3.5.6.2. Types de décantation

Selon la concentration en solide et la nature des particules (densité et forme), on distingue quatre types de décantation :

3.5.6.2-1. la décantation de particules discrètes

Les particules discrètes décantent indépendamment les unes des autres avec chacune une vitesse de chute constante. Elles conservent leurs propriétés initiales (forme, dimension et densité) au cours de leur chute. La vitesse de chute est alors indépendante de la concentration en solide.

3.5.6.2-2. la décantation de particules floculantes

Lors de la décantation, la floculation se poursuit; Ce type de décantation est caractérisé par l'agglomération des particules au cours de leur chute. Les propriétés physiques de ces particules (forme, dimension, densité et vitesse de chute) sont donc modifiées pendant le processus.

3.5.6.2-3. la décantation freinée

Il est caractérisé par une concentration élevée de particules, ce qui entraîne la formation d'une couche de particules et par conséquent, l'apparition d'une démarcation nette entre les solides décantés et le liquide surnageant.

3.5.6.2-4. la décantation en compression de boues

Les particules entrent en contact les unes avec les autres et reposent sur les couches inférieures.

Etant donné que notre bassin de décantation est indépendant de celui de coagulation, nous supposons que le régime laminaire du décanteur ne contribue plus à la floculation et que nous sommes dans le cas d'une décantation de particules discrètes.

3.5.6.3. Type de décanteur choisi

Le type choisi est un décanteur statique à flux horizontal. Ce système a l'avantage d'être simple ; il est constitué d'un simple compartiment rectangulaire situé en aval immédiat du bac floculateur ; L'eau chargée de flocculant entre à une extrémité, chemine le long du décanteur et ressort à l'autre extrémité en ayant abandonné toute sa partie décantable au fond du bassin.

Les différentes parties du décanteur statique sont :

- La zone de tranquillisation :

Elle permet d'avoir une répartition uniforme du flux d'entrée suivant la longueur

- La zone de décantation :

Le temps de séjour dans cette zone est de 2 à 4 heures

- La zone de sortie :

L'écoulement doit être tranquille pour éviter la remise en suspension des eaux. La collecte des eaux décantées doit s'effectuer à environ 300 à 400 cm.

Le décanteur sera muni d'un dispositif de raclage des boues.

3.5.6.4. Dimensionnement

La décantation se fait après la coagulation-floculation, donc les particules auront une vitesse de chute comprise entre 0.1 et 0.3 m/s

Le but de l'étape de décantation est de faire tomber au sol les particules dont le diamètre est supérieur à 50 μm .

Données

$$T_{\text{eau}} = 27^\circ\text{C} \text{ alors}$$

$$q_{\text{eau}} = 996.4 \text{ kg/m}^3 \text{ à } 27^\circ\text{C}$$

$$\eta_{\text{eau}} = 0.853 \times 10^{-3} \text{ Pa.s}$$

$$q_p = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

Une particule qui entre dans le bassin a deux composantes :

- Une composante horizontale V_h , qui est la vitesse du fluide.
- Une composante verticale V_p qui est la vitesse de chute de la particule.

Les particules dont la vitesse de chute V_p est supérieure à V_0 sont éliminés. V_0 est la vitesse de chute cible, appelée aussi vitesse de Hazen.

Le temps mis par une particule pour se déposer au fond du décanteur (temps de sédimentation) t_s doit donc être inférieur au temps mis pour parcourir longitudinalement le décanteur t_h

$$t_s = \frac{h}{V_p} \text{ et } t_h = \frac{L}{V_h}$$

$$t_s < t_h \text{ donc } \frac{h}{V_p} < \frac{L}{V_h} \text{ d'où } \frac{h}{V_p} < \frac{L \times A'}{Q}$$

Finalement la surface horizontale minimale $A = \frac{Q}{V_p}$

Avec Q est le débit d'eau traitée.

V_p vitesse de chute de la particule.

Le débit journalier est 1050 m³ à traiter.

Le décanteur sera rectangulaire avec comme dimensions : Longueur = L ; Largeur = w et Hauteur = h

Soit A la surface horizontale de la zone de décantation $A = L \times w$

Soit A' la section transversale de la zone de décantation $A' = H \times w$

H étant la profondeur totale du décanteur

Soit h' la profondeur partielle de la zone de décantation

La vitesse horizontale de l'eau est $V_h = \frac{Q}{A'}$ donc $A' = \frac{Q}{V_h}$

Si on pose $V_h = 1 \text{ cm/s}$, alors $A' = \frac{Q}{V_h} = \frac{1050}{24 \times 3600 \times 0.01} = 1.21 \text{ m}^2$

La vitesse de chute cible V_0 ou vitesse de Hazen est $V_0 = 1 \text{ cm/s}$

La surface horizontale de la zone de décantation $A = \frac{Q}{V_p}$

Or à $t = 27^\circ \text{C}$ le calcul de V_p avec les hypothèses donne:

$$V_p = \frac{10 \times (2500 - 996.4) \times (50 \times 10^{-6})^2}{18 \times 0.853 \times 10^{-3}} = 2.12 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$\text{D'où } A = \frac{1050}{24 \times 3600 \times 2.12 \times 10^{-3}} = 5.73 \text{ m}^2$$

$$A = L \times w \text{ et } A' = H \times w$$

Donc

$$\frac{A}{A'} = \frac{L}{H} \gg \gg L = \frac{A}{A'} \times H = 4.71 \times H$$

On choisit $H = 1 \text{ m}$

On a alors $l = 1.5 \text{ m}$

$$L = 4.5 \text{ m}$$

3.5.7 Poste de filtration :

La filtration permet d'enlever les particules solides par passage de l'eau dans un milieu poreux. Celui-ci retient les particules solides et laisse passer le liquide.

Plusieurs procédés de filtration existent : filtration sur lit granulaire, sur support, avec gâteau.

Pour la station de l'UGB, la filtration sur lit granulaire constituée de filtres à sable rapide est proposée. En effet, ce type de filtre est le plus utilisé pour les stations de traitement d'eau potable.

Les principaux éléments constitutifs sont :

- Le fond du filtre : Structure qui sépare le milieu filtrant de l'eau filtrée
- Le gravier de support : qui retient le sable du milieu filtrant et permet de répartir de manière optimale l'eau de lavage dans le filtre

- Le milieu filtrant : Constitué de matériau comme le sable ou l'antracite avec une granulométrie bien définie.

3.5.7.1. Caractéristiques du filtre :

Le sable sera utilisé comme milieu filtrant. Cependant, après de nombreux lavages, il a tendance à se stratifier ; Par conséquent les grains les plus fins restent en surface et cette couche supérieure qui retient les impuretés risque d'être colmatée.

3.5.7.2. Critères de conception :

Pour être efficace, le sable choisi doit avoir un diamètre efficace compris entre 0.35 et 0.5 mm

La couche de sable aura une épaisseur allant de 60 à 90 cm

On utilise la formule de Kozeny pour le calcul de la perméabilité

$$K = 8.3 \times 10^{-3} \times \frac{g \times n_e^3 \times d_{ef}^2}{\nu \times (1 - n_e)^2}$$

n_e la porosité efficace $n_e = 30\%$ car le matériau est du sable, donc la porosité efficace est comprise entre 20 et 30%.

Avec :

- ν est la viscosité cinématique (la température est à 27° donc $\nu = 0.855 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).
- d_{ef} diamètre efficace : 0.5 mm,
- porosité efficace 30%

$$K = 8.3 \times 10^{-3} \times \frac{10 \times 0.3^3 \times (0.5 \times 10^{-3})^2}{0.855 \times 10^{-6} \times (1 - 0.3)^2} = 1.337 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

La vitesse réelle se calcule d'après la loi de Darcy, connaissant le gradient hydraulique, l'épaisseur du massif filtrant et la porosité efficace.

Pour un milieu poreux, saturé et isotrope ; la vitesse réelle est :

$$V = k \cdot i = k_n \frac{\Delta H}{n_e L}$$

Avec

k la perméabilité et i le gradient hydraulique

ΔH la perte de charge et L l'épaisseur de la couche filtrante.

La perte de charge est de l'ordre de 0.5 à 0.75 m pour un filtre propre.

On se fixe les valeurs suivantes :

$L = 80$ cm épaisseur du lit filtrant

$n_e = 30\%$

$\Delta H = 0.75$ m et $k = 1.337 \times 10^{-3} \text{ ms}^{-1}$

$$v = 1.337 \times 10^{-3} \times \frac{0.75}{0.3 \times 0.8} = 4.18 \times 10^{-3} \text{ m/s} \text{ ou encore } v = 15.04 \text{ m/h}$$

Cette valeur trouvée est conforme à celle indiquée qui varie de 5 à 15m/h (voire même 20 m/h selon Degremont).

$$\text{On alors la surface } S = \frac{Q}{v} = \frac{1080}{24 \times 15.04} = 2.90 \text{ m}^2$$

3.5.7.3. Les dimensions retenues sont :

Longueur : 2 m

Largeur : 1.5 m

Epaisseur : 80 cm

Granulométrie du sable : diamètre efficace : 0.5 mm.

3.5.8 Poste de chloration :

La chloration a pour but de détruire les germes pathogènes susceptibles de transmettre des maladies.

Parmi les produits utilisés, nous pouvons citer le chlore et ses dérivés (dioxyde de chlore, hypochlorite de sodium ou eau de Javel, hypochlorite de calcium), l'ozone, l'iode, le permanganate de potassium.

Le chlore sous forme d'hypochlorite de sodium sera utilisé en raison de sa disponibilité et de son coût assez bas.

Le test de la demande en chlore permet de déterminer la dose d'hypochlorite à utiliser pour obtenir un chlore résiduel de 0,5 mg /l pendant un temps de contact d'au moins 30 minutes.

Une pompe doseuse permettra d'injecter du chlore après la filière de filtration.

Etant donnée la présence de coliformes fécaux dans l'eau brute, nous proposons pour des raisons de sécurité d'amener le résiduel de chlore

Cependant, un premier traitement par l'adjonction de chlore sous forme d'hypochlorite de sodium ou de calcium est nécessaire avant la coagulation floculation. Cette opération va permettre la réduction de la concentration de micro organismes et d'oxyder la matière organique contenue dans l'eau.

La figure n°8 représente le schéma simplifié de la station de traitement actuel destiné à l'arrosage et présente la station à mettre en place pour la potabilisation de l'eau du fleuve.

Fig8

3.6. AUTRES OPTIONS

A coté de ces systèmes classiques il existe des stations de traitement moderne sous forme de skid. Elles présentent l'avantage d'être souple, déplaçable et n'exigent pas l'utilisation de produits chimiques pour le traitement. Certains skid sont installés dans quelques localités du pays (Touba, Ross Béthio) et ont montré leur efficacité. Les prix varient d'un constructeur à un autre. Les constructeurs de skid ne sont pas cités dans le rapport pour éviter tout acte de publicité.

4. CHOIX D'UNE OPTION

Le choix de l'option se fait suivant les critères de rentabilité économique, de faisabilité technique et de facilité d'exploitation.

L'option qui consiste à renforcer la conduite principale de branchement est du ressort de la SONES ou de la SDE qui sont liés par un contrat d'affermage. Si les investissements sont supérieurs à 15 millions FCFA, c'est la SONES qui doit effectuer les travaux.

Ainsi, la faisabilité de cette option ne dépend pas uniquement des autorités universitaires.

La deuxième option qui consiste à rendre potable l'eau du fleuve est plus coûteuse. En effet, non seulement la mise en place des stations de traitement exigent des travaux et équipements assez spéciaux qui ont souvent un coût assez élevé, mais cette option doit être accompagnée de la construction d'un château neuf d'au moins 150 m³ qui sera calé à la même cote que l'existant qui dessert actuellement correctement le réseau d'arrosage.

A cela, s'ajoutent le coût de l'exploitation, car la pompe immergée de la prise qui envoie l'eau à la station de traitement et les pompes de surface au niveau de station qui refoulent dans le château d'eau exigent une consommation supplémentaire en énergie. Ce qui va rendre les factures d'électricité plus élevées.

Par ailleurs l'adoption de cette option nécessite aussi le recrutement d'un électromécanicien à cause de la complexité et de la délicatesse des installations électromécaniques dans les stations de pompage. Ce qui contribue à alourdir les charges d'exploitation.

Cependant ce choix présente l'avantage de rendre l'université autonome en matière de consommation en eau potable.

L'option qui consiste à construire une bache tampon avec un château d'eau de 150 m³ paraît être la plus économique à court terme et sa faisabilité technique ne pose pas de problème. L'inconvénient de cette variante est lié au fait que l'université demeure dans ce cas toujours dépendant de la S.D.E. En effet, la bache à construire sera alimentée par le réseau de la S.D.E.

Par ailleurs, l'université aura à supporter en plus des frais de factures d'eau, un surplus de coût d'électricité induit par le pompage de l'eau de la bache vers le château d'eau.

Au demeurant, une comparaison doit être faite entre l'investissement total à long terme sur la station de traitement et son coût de fonctionnement (factures d'électricité, recrutement d'un technicien électromécanicien, chlore, sulfates d'aluminium) avec les investissements totaux sur la bache tampon et le château, les factures de la S.D.E. et de la SENELEC. Le calcul de

la valeur actuelle nette de chaque investissement et son cout de fonctionnement nous permet d'avoir l'option la plus économique en prenant en compte une projection dans le long terme.

Le dernier aspect est lié à la gestion concertée de l'infrastructure qui sera commune aux deux entités que sont le rectorat et la CROUS. Il faudra donc trouver un consensus pour une gestion efficace de l'infrastructure en définissant les attributs de chaque structure.

Dans tous les cas, l'option qui consiste à construire le château d'eau et la bache tampon est la meilleure puisqu'elle est économiquement moins couteuse et sa faisabilité technique ne pose pas de problème. De plus les services de l'U.G.B sont habitués à la gestion du château d'eau et de la station de pompage du réseau d'arrosage, c'est pourquoi, le problème de l'exploitation du futur château d'eau ne devra pas se poser.

Quand bien même les autorités de l'université peuvent privilégier la potabilisation de l'eau du fleuve si leur préoccupation est l'autonomie par rapport à la S.D.E en matière d'adduction d'eau.

Les tableaux n° 21 et 22 donnent respectivement le coût estimatif d'un château de 150 m³ sur 13 m et d'une bache tampon de 400 m³

DESIGNATIONS DES TRAVAUX	U	QTE	PU FCFA HTVA	PRIX TOTAL FCFA HTVA
Amenée et repli de chantier	ff	1	2 550 000	2 550 000
Terrassement pour radier de fondation	m ³	148,60	3 000	445 800
Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	m ³	7,43	63 000	468 090
Béton armé dosé à 350kg/m ³				
* radier	m ³	44,58	150 000	6 687 000
* Poteau en fondation	m ³	2,43	172 500	419 175
* Entretoises et poteaux	m ³	13,41	172 500	2 313 225
* Plate-forme	m ³	3,96	180 000	712 800
* Cheminée	m ³	1,82	180 000	327 600
* Dalle supérieure	m ³	5,4	172 500	931 500

Béton armé dosé à 400kg/m ³ pour cuve	m ³	24,63	185 000	4 556 550
Enduit ciment pour étanchéité intérieure cuve	m ²	113,7	11 000	1 250 700
Ensemble tuyauterie et pièces spéciales				
* Diverses pièces spéciales	ff	1	4 500 000	4 500 000
Capot de fermeture	u	1	90 000	90 000
Echelle métallique à la crinoline	u	1	600 000	600 000
Indicateur de niveau d'eau	u	1	195 000	195 000
Massif pour déversement eau vidange et trop plein	u	1	112 500	112 500
Peinture à eau en deux couches	m ²	637,66	1 050	669 543
Peinture vernis sur tuyau de refoulement	m ²	9,50	1 500	14 250
Porte métallique	u	1	180 000	180 000
Maçonnerie ou claveaux sur 3 m haut	m ²	39,6	18 000	712 800
Dallage TN sol	m ²	13,25	16 500	218 625
Montage et démontage échafaudage	ff	1	300 000	300 000
Remise en état des lieux	ff	1	375 000	375 000
Echelle intérieure cuve	u	1	450 000	450 000
Essai d'étanchéité	ff	1	187 500	187 500
Paratonnerre	u	1	1 725 000	1 725 000
Total général HTVA				30 992 658

 Tableau 21 : Coût estimatif d'un château de 150 m³ sur 13 m

Bâche tampon	Unité	Qté	P unitaire	Prix total
Terrassement en terrain meuble	m ³	398,19	3 200	1 274 208
Béton de propreté, 150 kg/m ³	m ³	13,27	80 000	1 061 600
Béton dosé à 350 kg /m ³ pour superstructure	m ³	41,89	150 000	6 283 500
Protection bitumineuse sur la surface du béton enterré	m ²	122,52	2 000	245 040
Fenêtres en pavées de verre	m ²	1,2	135 000	162 000
Conduite en fonte D60 à bride	ml	25	18 842	471 050
Compteur D60 avec stabilisateur	u	1	211 528	211 528
Soupape de décharge D60	u	1	1 800 000	1 800 000
Clapet de non retour D60	u	1	60 000	60 000
Couvercle de la trappe, en tôle striée galvanisée, 20/10	u	1	79 541	79 541
Robinet - flotteur D80	u	1	274 010	274 010
Joint de démontage D80	u	2	100 000	200 000
Coude à bride D80	u	4	23 583	94 332
electropompe immergée	u	1	1 500 000	1 500 000
Total hors taxes				13 716 809

 Tableau 22 : Coût estimatif d'une bâche tampon de 400 m³

CHAPITRE IV : RESEAU ASSAINISSEMENT

1. SITUATION GENERALE DE L'UNIVERSITE

L'accroissement des effectifs à l'Université Gaston Berger s'est fait à un rythme tel qu'à la rentrée 2008, le nombre d'étudiants avoisine le chiffre de cinq mille.

Cette progression n'a pas été accompagnée d'une extension ou réhabilitation des infrastructures parmi lesquelles les réseaux d'assainissement.

Par conséquent, Le système d'assainissement existant et les stations de relèvement des eaux associées, sont aujourd'hui vétustes, surchargés et non conformes aux exigences de qualité des rejets prévues par les normes.

Le cadre de vie est alors sérieusement menacé à cause d'un environnement malsain et présentant beaucoup de risques sanitaires.

En effet, à certains endroits de l'espace universitaire et à certaines heures, l'écoulement d'eaux usées cause des désagréments surtout à proximité du restaurant universitaire.

A l'entrée de l'université, sur la route nationale, la situation actuelle est alarmante. Une immense étendue d'eau usée s'étend sur une grande surface et pollue l'atmosphère.

Cette situation risque de s'aggraver à l'avenir si des solutions durables ne sont pas apportées.

Le plan de montée en puissance de l'université qui se traduit par les créations d'U.F.R. et l'augmentation des effectifs dans les filières existantes, induisent la nécessité d'une prise en compte de l'assainissement dans la perspective de création de nouveaux bâtiments (amphithéâtre, salle de cours, résidence universitaire)

2. SITUATION ACTUELLE

2.1 Etat du réseau d'eaux usées

La situation actuelle se présente comme suit :

Le réseau est exclusivement réservé à l'évacuation des eaux usées ; les eaux pluviales ne sont pas prises en compte.

Il est constitué de tuyaux PVC qui collectent les eaux et les drainent vers trois stations de relèvement secondaires. Chacune envoie les eaux collectées vers la station centrale qui, à son tour refoule l'ensemble des eaux usées vers la station d'épuration des eaux usées de Saint-Louis gérée par l'office nationale de l'assainissement du Sénégal (ONAS).

La conduite qui draine les eaux de la station de relèvement centrale à la STEP de Saint-Louis est en PVC de diamètre nominal 250 et est longue de 14 km.

Le réseau d'assainissement est constitué de conduites en PVC avec des diamètres de 200 et 250 mm pour les collecteurs et 110 ou 160 mm pour les conduites de branchement.

Le linéaire total des collecteurs est estimé à 2486 m et est réparti comme suit :

diamètre (mm)	linéaire (m)
200	1590
250	896
<i>linéaire total</i>	2486

Tableau 23: linéaire des collecteurs

Les ouvrages annexes en présence sont constitués de regards de visite, de bacs dégraisseurs, de stations de relèvement.

2.2 Nature et caractéristiques des eaux collectées

Les eaux collectées sont principalement des eaux usées domestiques. Elles sont constituées de rejets venant des toilettes, des cuisines du restaurant, des lessives appelées « eaux ménagères » et de rejets en provenance des WC (matières fécales et urine) appelées « eaux vannes »

Les eaux vannes contiennent des germes pathogènes, des matières fermentescibles en proportion telle qu'elles doivent être évacuées le plus rapidement possible.

Ainsi, il n'y a pas de rejet industriel, agricole ou autre.

Les figures n°9 et 10 suivantes représentent le schéma simplifié du système d'assainissement de l'U.G.B.

Fig 9

fig 10

3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La topographie est un élément fondamental à prendre en compte aussi bien dans le diagnostic que dans la conception d'un réseau d'assainissement. L'évacuation des eaux usées sera d'autant plus facile à assurer que le terrain présente une forte pente.

Pour le cas de l'Université Gaston Berger, les levés topographiques effectués montrent que le terrain est assez plat.

Par conséquent, l'évacuation des eaux requiert que les conduites soient enterrées à des profondeurs importantes pour pouvoir respecter les pentes. C'est pourquoi, la mise en place de postes de relèvement est nécessaire.

Il a été constaté des contre pentes sur certains tronçons au niveau du nouveau restaurant : Ceci empêche un écoulement normal des eaux usées dans les parties concernées

Le tableau n° 24 ci-dessous résume les cotes topographiques du fond des regards

REGARD	COTE (m)		REGARD	COTE (m)
SC	7,5		R26	7,686
R1	8,361		R27	7,976
R2	8,924		R28	8,131
SR1	5,764		R29	8,469
R3	5,9		R30	8,546

R4	6,255		R31	8,72
R5	6,812		R32	9,174
R6	6,95		R35	8,976
R7	7,047		SR2	5,381
R8	7,057		Rcoll2	5,568
R9	7,594		R35	8,277
R10	7,544		R36	8,245
R11	7,204		R37	8,408
R12	8,886		R38	8,628
R13	8,228		R39	8,768
R14	8,338		R41	8,836
R15	8,458		R40	8,241
R16	8,758		R42	6,5
R17	8,781		R43	9,609
R18	9,009		R44	9,049
R19	9,087		R45	9,188
R20	9,465		R46	9,213
R21	9,811		R47	9,791
R11	7,204		R48	9,227
R22	7,718		R49	10,212
R23	7,253		R50	9,737
R24	7,346		R51	8,803
R25	8,092		SR3	5,988
Rcol MU	8,072		Rcoll3	5,893

Tableau 24: cotes des regards d'assainissement

4. CARACTERISTIQUES DES STATIONS DE RELEVEMENT

Le système d'évacuation des eaux usées de l'université Gaston Berger est constitué de trois stations de relèvement secondaires et d'une station centrale.

Les stations de relèvement sont destinées à relever les eaux d'un collecteur trop bas au moyen de pompes centrifuges. Elles permettent le transport des eaux usées sur des distances très grandes avec des dénivellations parfois élevées.

4.1 Station de relèvement n°1 :

La station dispose d'un équipement hydraulique constitué de coude, vanne, clapet en fonte ductile DN 250 et placé à l'abri d'un regard.

Elle assure le relèvement des eaux usées provenant des villas, de la maison de l'université, du campus I, des nouveaux pavillons M et N et du nouveau restaurant. Les eaux sont refoulées vers la station centrale à l'aide d'une conduite en PVC 250, longue de 265 m

La station est munie d'une pompe Flygt CP 3085 ayant une puissance de 2 kW, un débit de 20 l/s et une HMT de 6.7 m.

4.2 Station de relèvement n° 2 :

Les eaux usées reçues dans cette station proviennent de la direction du Crous, du service médical, de l'ancien restaurant et du campus 2. Elles sont envoyées à la station centrale par une conduite en PVC 250 d'une longueur de 173 m.

Le dispositif hydraulique est constitué de tuyau, coude, clapet, vanne en fonte DN 250.

Une pompe Flygt CP 3085 immergée dans un bassin d'interception assure le relèvement des eaux. Elle a une puissance de 2 kW, un débit de 20 l/s et une HMT de 6.7 m.

4.3 Station de relèvement n° 3 (U.F.R.) :

Située au niveau du campus pédagogique à côté de l'amphithéâtre C, la station secondaire recueille à l'aide de quatre collecteurs, les eaux usées provenant des U.F.R., des amphithéâtres, de la Direction du Domaine et du Rectorat.

L'équipement hydraulique (coude, clapet, tuyau en fonte DN 250) est mis en sécurité dans un regard à côté du bassin d'interception. Une pompe Flygt CP 3085 de puissance 2 kW, débit 20 l/s et HMT 6.7 m assure le relèvement des eaux usées et leur refoulement vers la station centrale à l'aide d'une conduite en PVC DN 250, longue de 458m

4.4 Station de relèvement Centrale :

Elle permet de collecter toutes les eaux usées venant de l'université et de les refouler à travers une conduite DN 250 jusqu'à la station d'épuration qui se trouve à Saint-Louis et qui est gérée par l'ONAS.

C'est cette conduite qui est la plus délicate parce que chargée d'évacuer toutes les eaux vers Saint-Louis, sur une distance de 14 km. La station centrale est située non loin du premier restaurant universitaire. Elle est équipée d'une pompe de marque Flygt CP 3152 de débit 52 l/s pour une HMT de 18.8 m.

Une bache a été récemment construite à la station centrale pour contenir l'excédent d'eaux usées qui déborde et crée des nuisances.

5. SITUATION ACTUELLE DES INFRASTRUCTURES

5.1 Caractéristiques des pompes

Les pompes sont centrifuges de marque Flygt. Les stations secondaires sont équipées de pompes identiques Flygt CP 3085 ayant une puissance de 2 kW avec un débit de 20l /s pour une HMT de 6.7 m. La station de relèvement centrale est munie d'une pompe Flygt CP 3152 qui a une HMT de 18.8 m pour un débit de 52 l/s.

Dans le code de vente la lettre **C** fait référence à la partie aspirante, et la deuxième lettre **P** fait référence au mode d'installation.

C'est ainsi que pour une pompe de type CP, la première lettre **C** signifie que la roue est fermée à une, deux ou trois aubes, avec grande ouverture libre dans le carter à volute pour le passage des liquides contenant une grande quantité de solides. Puisque les eaux usées contiennent souvent des solides de forte dimension, le canal de roue est configuré de manière à réduire au minimum les risques de bouchage. Ce qui rend la pompe Flygt adaptée au relèvement des eaux usées domestiques.

La deuxième lettre **P** signifie que l'installation est permanente dans une fosse d'aspiration simple et est sans glissières guides pour enlèvement et raccord d'évacuation automatique.

5.2 les regards de visites :

Ils sont globalement bien protégés et sont munies de couvercle en dalle en béton ou en fonte ductile. Il n'y a pas de défaut de fermeture pouvant provoquer l'entraînement de corps étrangers dans les regards. Cependant quelques uns sont ensevelis par le sable; cette situation fait qu'il est souvent difficile de les repérer lors des opérations d'entretien du réseau. C'est le cas des regards situés sur le terrain de football entre la cuisine de l'ancien restaurant et la direction du CROUS.

Par ailleurs, il est à noter qu'au niveau de la Direction du CROUS, il y a deux regards dont les couvercles en béton sont ancrés avec le regard, ce qui rend l'ouverture très délicate. Pour palier cette situation, tous les regards doivent être munis de couvercles amovibles qu'on peut déplacer facilement lors des opérations d'entretien.

5.3 Les conduites (collecteurs et conduites de branchement) :

Les conduites sont en PVC avec des diamètres de 110, 160 pour les branchements et 200 ou 250 pour les collecteurs.

Il n'est pas constaté de fuites apparentes sur le réseau.

Cependant, la conduite de branchement du bâtiment J qui abrite l'U.F.R. de sciences juridiques et politiques n'est pas enterrée. Cette situation fait que la conduite est très vulnérable parce que non protégée et risque un jour ou l'autre de se casser.

Par ailleurs, l'inspection des regards de la nouvelle conduite qui collecte les eaux du nouveau restaurant a montré un écoulement avec une vitesse tellement faible qu'il y a un risque de non satisfaction des conditions d'auto curage.

5.4 Anomalies constatées

- ✓ Les stations de relèvement sont dépourvues de dégrilleurs. Par conséquent les fosses d'interception et les regards sont souvent envahis de matières solides ou plastiques qui peuvent provoquer l'abrasion des pompes.
- ✓ Absence de palan manuel et de potence au niveau des stations secondaires SR 1 et SR 2. Ce qui fait que la manutention est difficile pour les hommes chargés des travaux de réparation en cas de panne.
- ✓ Les bacs dégraisseurs au niveau de l'ancien restaurant ne sont pas fonctionnels
- ✓ Refoulement des eaux usées au niveau de certains regards pendant les périodes de pointe (regards situés près du complexe sportif; regard situé derrière le service médical des enseignants et PATS et qui collecte les eaux venant des villas).
- ✓ Les eaux usées stagnent et ne s'écoulent pas au niveau de certains regards comme celui qui collecte les eaux de la direction du CROUS.
- ✓ La conception du bac dégraisseur du nouveau restaurant laisse à désirer. De plus la faible pente notée sur le tronçon reliant le restaurant au regard R11 qui reçoit les eaux venant des villas, pose des problèmes d'écoulement correct des eaux usées et par conséquent des risques de dépôts de matières solides.
- ✓ La non mise en place d'une deuxième pompe qui devrait avoir pour rôle de permettre le démarrage alterné de chacune, à chaque vidange de bache et de secourir automatiquement la première pompe.
- ✓ Arrêt des pompes des stations secondaires en cas de coupure d'électricité. Ceci est dû à l'absence de groupe électrogène de secours.
- ✓ Grosse cassure de la conduite principale de refoulement vers la station de l'ONAS au niveau de la route nationale à côté du mur de l'Université. Il en découle un

dégagement d'odeur nauséabonde qui crée des nuisances aux riverains et aux simples passants qui empruntent la voie.

- ✓ L'absence de plans du réseau pour faciliter une gestion optimale.
- ✓ La proximité de la station centrale avec le restaurant, ce qui rend le cadre de vie peu agréable, surtout lorsqu'il y a des refoulements pendant les périodes de pointe.
- ✓ L'éloignement de la station de traitement de Saint-Louis (14 km) qui est le lieu de destination des eaux usées rejetées au niveau de l'université. Des maisons sont édifiées sur une partie de cette conduite sur l'axe Saint-Louis - Ngalèle.
- ✓ L'absence des étudiants pendant les vacances peut engendrer un débit faible si bien qu'il risque d'y avoir des dépôts qui s'assèchent à l'intérieur des conduites.

6. EVALUATION DES DEBITS AUX POINTS DE RELEVEMENT

Le calcul du débit des eaux usées se fait par la connaissance des quantités d'eau potable consommées. Une fraction de cette eau sera rejetée dans le réseau d'égout.

Il est important de préciser que dans le cadre de l'université Gaston Berger, tous les points d'eau (toilette, WC, cuisine, buanderie) sont connectés au réseau d'égout. De plus, il n'y a pas de rejets hors réseau significatifs.

Cette précision est d'autant plus nécessaire que l'évaluation de la quantité d'eau usée rejetée à partir de la consommation, devrait en principe se faire en tenant compte du pourcentage d'utilisateurs raccordés au réseau d'égout et des pertes dues au rejet direct hors réseau mais aussi des fuites de canalisation.

De plus les apports dus aux eaux parasites devraient être pris en compte. Les eaux parasites sont dues aux infiltrations à travers les parois des ouvrages en provenance des nappes phréatiques et au recueil d'eaux pluviales dues à un mauvais branchement.

Par conséquent, la relation suivante est utilisée:

$$Q = C \cdot \rho \cdot (1 - p) + EP$$

Avec

Q = débit d'eaux usées m³/j

C = consommation en eau potable m³/j

ρ = le pourcentage d'utilisateurs raccordés au réseau d'égout

p = le pourcentage de pertes

EP = le débit des eaux parasites m³/j

Cependant, dans le contexte de l'université $p = 100\%$ et EP = 0 et par hypothèse $p = 10\%$

Par conséquent, la relation suivante est utilisée:

$$Q = C(1 - 0.1)$$

Connaissant la valeur de C de chaque bâtiment, nous calculons le débit d'eaux rejetées correspondant.

Le tableau n° 17 résume pour chaque branchement au réseau, la consommation d'eau potable et la quantité d'eaux usées rejetée.

L'objectif du calcul des débits d'eaux usées étant de vérifier la fiabilité du réseau, il est à noter que le volume d'eau journalier à évacuer est à considérer suivant les valeurs extrêmes de débit.

- ✓ débit de pointe pour la vérification du dimensionnement du réseau.
- ✓ débit minimum pour l'appréciation de la capacité d'auto-curage.

Il est pratiquement impossible de prévoir de façon très précise les variations journalières de débit d'eaux usées, car celles-ci ne dépendent pas uniquement des variations horaires de rejet, mais dépendent aussi de la répartition dans l'espace des points de rejet.

Il est néanmoins possible de voir quelques tendances pour l'université :

6.1 Pour le campus social :

Les périodes de pointe se situent entre 7 h et 9 heures et entre 18 h et 21 heures car les étudiants prennent souvent leur douche pour aller dans les amphithéâtres ou bien viennent d'arriver du campus pédagogique.

Entre 9 h et 12 h et entre 15 h et 18 h ; le débit d'eaux usées collectées est faible car la plupart des étudiants sont au campus pédagogique.

Entre 22 h et 6 h : Le débit d'eaux usées est faible à cause des activités qui sont au ralenti

	bâtiment	Consommation moyenne m3/j	Q rejeté en m3/j		bâtiment	Consommation moyenne m3/j	Q rejeté en m3/j
VILLAS	maison A	0,31	0,28	CAMPUS 2	village H	28,28	25,45
	maison B	0,31	0,28		village I	16,94	15,24
	maison C	0,31	0,28		village J	28,43	25,59
	villa 1	0,15	0,14		village K	48,70	43,83
	villa 2	0,15	0,14		village L	28,43	25,59

TOTAL SR2				135,70		
				bâtiment	Consommation moyenne m3/j	Q rejeté en m3/j
villa 3		0,15	0,14	Bat A	0,31	0,28
	villa 4	0,15	0,14	Bat B	0,43	0,39
	villa 5	0,15	0,14	Bat C	0,94	0,85
	villa 6	0,15	0,14	Bat D	0,39	0,35
	villa 7	0,15	0,14	MIAGE	0,24	0,21
	villa 8	0,15	0,14	AMPHI C	0,00	0,00
	villa 9	0,15	0,14	CENTRE CALCUL	0,78	0,71
	villa 10	0,15	0,14	Direction SAT: bat E	0,35	0,32
	villa 11	0,15	0,14	SAT2: bat F	1,18	1,06
	villa 12	0,15	0,14	SAT1: bat I	0,20	0,18
	villa 13	0,15	0,14	SEG: bat G	0,12	0,11
	Nouv Restau	9,00	8,10	Sciences juridiques: bat J	0,39	0,35
	Ancien restau	9,00	8,10	immeuble UGB	0,35	0,32
CAMPUS I	village A	44,76	40,29	DOMAINE	1,18	1,06
	village B	45,07	40,56	RECTORAT	6,00	5,40
	village C	44,76	40,29	TOTAL SR3	-	11,57
	village D	36,60	32,94			
	village E	36,90	33,21			
	village F	36,60	32,94			
	village G	36,30	32,67			
Direction CROUS	1,00	0,90				
service médical UFR	0,50	0,45				
Pavillon M	28,43	25,59				
TOTAL SR1	-	298,67				

Tableau 25: estimation des débits moyens rejetés

6.2 Pour le campus pédagogique

Les heures de pointes sont entre 8 h et 12 h et 15h et 18h car La plupart des étudiants sont au campus pédagogique pour les cours.

La nuit: le débit d'eaux usées collectées est faible car les étudiants sont au campus social

Détermination du coefficient de pointe

La formule suivante est utilisée:

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$$

Avec Q_m le débit moyen l/s

$$1.5 < C_p < 4$$

Exemple de calcul:

Pour la conduite qui draine vers la station SR₂, $C_m = 135.70 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 1.58 l/s

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{1.58}} = 3.49$$

Par conséquent

$$Q_p = 3.49 \times 1.58 = 5.51 \text{ l/s}$$

7. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

Il s'agira de vérifier le dimensionnement des collecteurs qui refoulent entre chacune des stations secondaires et la station centrale.

La vérification concerne le calcul du diamètre de la canalisation et l'évaluation des conditions d'auto-curage.

Vu l'âge avancé des conduites, on se fixe un coefficient de rugosité de Manning de $n = 1/60$;

Par ailleurs, l'écoulement est supposé uniforme et permanent, par conséquent, la formule de Manning Strickler peut être utilisée :

$$v = K_s R^{2/3} j^{1/2}$$

Méthodologie

1. Pour chaque tronçon de conduite limité par deux regards, on détermine le débit théorique à l'aide de la consommation d'eau potable.

2. On détermine le coefficient de pointe C_p par la formule $C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$

3. On détermine le débit de pointe.

4. A l'aide des levés topographiques, on détermine la pente, puis on calcule le diamètre théorique grâce à la formule de Manning-Strickler obtenue par :

$$v = K_s R^{2/3} j^{1/2} \text{ et } Q = v x S$$

Alors

$$D = 4^{5/8} \cdot \left(\frac{Q}{K \cdot \pi \cdot J^{0.5}} \right)^{3/8}$$

5. On compare le diamètre théorique au diamètre réellement posé.

6. On calcule la vitesse en pleine section en utilisant le diamètre réel par la relation suivante:

$$v = \frac{K \cdot J^{0.5} \cdot D^{2/3}}{4^{2/3}}$$

7. Vérification de la condition d'auto-curage $V_{ps} > 0.7$ m/s

La vérification se fera pour les collecteurs qui drainent les eaux jusqu'aux stations secondaires, mais aussi pour les collecteurs de chaque station secondaire vers la station centrale.

1. Tronçon Villas - Station de relèvement n°1.
2. Tronçon nouveau restaurant - Regard R11 (jonction collecteur de drainage des villas).
3. Tronçon Direction CROUS - R1.
4. Tronçon service médical CROUS – station centrale.
5. Tronçon campus 2 – station centrale.
6. Tronçon campus pédagogique – station centrale.

Le tableau 26 suivant donne le résumé de la vérification des diamètres et la condition d'auto curage des conduites

	conduite	Z _{amont} (m)	Z _{aval} (m)	longueu r (m)	pente m/m	débit moy m ³ /j	coef pointe	débit pointe m ³ /j	Diam théori mm	Diam Réel mm	vérificati on	Vps m/s	cdtion autocurage
M ₁	R1-SC	8,361	2,5	85	0,320	310,25	2,819	875	243	250	ok	5,35	bon

R2-R1	2,500	8,361	42	0,280	301,25	2,839	855	247	250	ok	5,00	bon
SR1-R2	8,361	8,924	134	0,260	289,68	2,865	830	248	250	ok	4,82	bon
R3-SR1	8,924	5,764	4	0,220	289,68	2,865	830	201	250	ok	4,6	bon
R4-R3	5,764	5,9	74	0,350	165	3,309	546	200	200	ok	4,82	bon
R5-R4	5,900	6,255	37	0,300	124,71	3,581	447	191	200	ok	4,46	bon
R6-R5	6,255	6,812	33	0,260	124,71	3,581	447	196	200	ok	4,15	bon
R7-R6	6,812	6,95	52	0,290	124,71	3,581	447	192	200	ok	4,39	bon
R8-R7	6,950	7,047	41	0,310	84,15	4	337	171	200	ok	4,53	bon
R9-R8	7,047	7,057	39	0,320	84,15	4	337	170	200	ok	4,61	bon
R10-R9	7,057	7,594	42	0,013	11,19	4	45	146	200	ok	0,92	bon
R11-R10	7,594	7,544	30	0,190	11,19	4	45	88	200	ok	3,55	bon
R12-R11	7,544	7,204	23	0,015	8,1	4	32	125	200	ok	0,99	bon
R13-R12	7,204	8,886	13	0,129	8,1	4	32	84	200	ok	2,93	bon
R14-R13	8,886	8,228	19	0,036	8,1	4	32	107	200	ok	1,54	bon
R15-R14	8,228	8,338	36	0,003	8,1	4	32	169	200	ok	0,45	non vérifié
R16-R15	8,338	8,458	14	0,009	8,1	4	32	139	200	ok	0,76	bon
R17-R16	8,458	8,758	12	0,025	8,1	4	32	114	200	ok	1,28	bon
R18-R17	8,758	8,781	19	0,001	8,1	4	32	200	200	ok	0,29	non vérifié
R19-R18	8,781	9,009	7	0,031	8,1	4	32	109	200	ok	1,44	bon
R20-R19	9,009	9,087	5	0,017	8,1	4	32	123	200	ok	1,05	bon
R21-R20	9,087	9,465	5	0,074	8,1	4	32	93	200	ok	2,22	bon
R11-R22	7,204	7,718	40	0,013	2,64	4	11	85	200	ok	0,92	bon
R22-R23	7,718	7,253	42	0,011	2,64	4	11	87	200	ok	0,86	bon
R23-R24	7,253	7,346	53	0,002	2,64	4	11	123	200	ok	0,34	non vérifié
R24-R25	7,346	8,092	42	0,018	2,64	4	11	80	200	ok	1,09	bon
R25-Rcol MU	8,092	8,072	54	0,000	2,64	4	11	165	200	ok	0,16	non vérifié
R3-R26	5,9	7,686	30	0,800	91,74	3,926	360	147	200	ok	7,28	bon
R26-R27	7,686	7,976	51	0,300	91,74	3,926	360	176	200	ok	4,46	bon
R27-R28	7,976	8,131	41	0,081	58,53	4	234	192	200	ok	2,32	bon
R1-R29	8,361	8,469	22	0,005	9	4	36	160	200	ok	0,57	bon
R29-R30	8,469	8,546	21	0,004	9	4	36	170	200	ok	0,49	non vérifié
R30-R31	8,546	8,72	29	0,006	0,9	4	4	65	200	ok	0,64	bon
R31-R32	8,720	9,174	32	0,014	0,9	4	4	55	200	ok	0,97	bon
R32-R35	9,174	8,976	122	0,002	0,9	4	4	83	200	ok	0,33	non vérifié

Tableau 26: vérification des diamètres et de la condition d'auto curage des conduites

8. DIMENSIONNEMENT DES POMPES

Il s'agit de calculer la HMT de la pompe de chaque station de relèvement et de la comparer à la HMT donnée par le constructeur.

Les pompes utilisées étant de marque Flygt avec un débit de 20 l/s soit 72 m³/h et une HMT de 6.7 m pour les trois stations secondaires; La station centrale quant à elle est munie d'une pompe de débit 52 l/s soit 187.2 m³/h et de HMT 18.8 m.

Il est à noter que le débit de pointe est inférieur au débit optimal de la pompe qui est de 52 l/s, par conséquent les problèmes seront liés à la hauteur manométrique totale et au rendement.

La HMT s'obtient pour chaque pompe en faisant la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique totale.

L'écoulement des eaux usées dans le réseau d'assainissement est gravitaire et on considère que les collecteurs se comportent comme des canaux à surface libre.

Les changements de pente du radier et à la présence de dépôts grossiers peuvent changer la pente de la ligne d'énergie.

Nous avons cependant considéré que l'écoulement possède un comportement uniforme par petits tronçons et que malgré la variabilité horaire des débits, il est permanent sur des intervalles de temps courts.

Par conséquent l'écoulement dans les collecteurs sera considéré à surface libre, uniforme et permanent.

Le calcul des pertes de charges se fait en utilisant la formule de Weisbach-Darcy :

$$J(\text{m/m}) = \lambda \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec λ le coefficient de frottement déterminé grâce à la formule de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{K}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

On fixe $K=1$ car on a une conduite de refoulement assez vieille.

Re est le nombre de Reynolds :
$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$$

- Si le nombre de Reynolds est inférieur à 2000, l'écoulement est dit laminaire, le coefficient de pertes de charges ne dépend que du nombre de Reynolds; par conséquent.

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}}$$

- Si le nombre de Reynolds est supérieur à 10⁵ et que la rugosité relative $\frac{k}{D} < 10^{-3}$, on a un écoulement hydrauliquement lisse et la formule de Karman-Prandtl est utilisée:

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}}$; Le coefficient de perte de charge ne dépend pas de la rugosité relative

- Si le nombre de Reynolds est supérieur à 10^5 et que la rugosité relative $\frac{k}{D} > 10^{-3}$, la formule suivante est utilisée:

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{K}{3.71 \cdot D}$; Le coefficient de perte de charge ne dépend pas du nombre de

Reynolds et l'écoulement est hydrauliquement rugueux.

- Si le nombre de Reynolds est supérieur à 10^5 et qu'on se trouve dans la zone de transition entre l'écoulement hydrauliquement lisse et celui hydrauliquement rugueux, cas très fréquent, la formule de Colebrook-White est utilisée :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{K}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

8.1 Pompe de la station de relèvement SR2

Hauteur géométrique totale $H_{géo} = Z_{SC} - Z_{SR2} = 7.5 - 5.381 = 2.119 \text{ m}$

Conduite PVC DN 250 mm, longueur $l = 170 \text{ m}$

Le débit à évacuer est $135.7 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 1.58 l/s

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{1.58}} = 3.49$$

Le débit de pointe est $Q_p = Q_m \times C_p = 1.58 \times 3.49 = 5.51 \text{ l/s}$

Les pertes de charges $J \text{ (m/m)} = \lambda \cdot \frac{v^5}{2g \cdot D}$

Avec λ le coefficient de frottement

On fixe $K=1$ car on a une conduite de refoulement

Le nombre de Reynolds $Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$

Viscosité cinématique de l'eau à 27°C $\nu = 0.856 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{4 \times 0.00551 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.25 \times 0.856 \times 10^{-6}} = 32808$$

Le nombre de Reynolds est supérieur à la valeur critique ($R_{crit} = 2.10^3$), on a un écoulement turbulent ($Re = 32808$)

On obtient le coefficient de frottement λ par itération

On choisit une première valeur $\lambda^{(0)} = 0.02$

On détermine à partir de la formule de Colebrook-White une amélioration de la première estimation de λ

$$\lambda = \frac{0.25}{\log\left(\frac{K/D}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right)^2} = \frac{0.25}{\log\left(\frac{1/250}{3.71} + \frac{2.51}{32808\sqrt{0.0314}}\right)^2} = 0.0314$$

Donc le coefficient de frottement $\lambda = 0.0314$, valeur trouvée à la quatrième itération.

Les pertes de charge se calculent par la formule de Darcy-Weisbach

$$J(m/m) = \lambda \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g \cdot D} = 8 \cdot \lambda \cdot \frac{Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

$$\text{Application numérique: } J(m/m) = 8 \times 0.0314 \times \frac{(5.51 \times 10^{-3})^2}{\pi^2 \times 10 \times 0.25^5} = 7.91 \cdot 10^{-5} m/m$$

Les pertes de charges totales seront prises égales aux pertes de charges linéaires majorées de 15%

Donc pour la conduite reliant la station S_{R2} à la station centrale et qui a une longueur de 170 m,

$$J_{\text{totale}} = 7.91 \times 10^{-5} \times 170 \times 1.15 = 0.015 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = H_{\text{géo}} + J_{\text{total}} = 2.119 + 0.015 = 2.134 \text{ m}$$

Or la HMT = 6.7 m pour un débit de 20 l/s ce qui est supérieure à 2.134 m

Donc cette pompe est bien dimensionnée.

8.2 Pompe de la station de relèvement SR3

Le débit total d'eau rejeté est $Q_m = 11.57 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit moyen horaire

$$Q_{\text{mh}} = \frac{11.57}{24} = 0.48 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{soit } 0.133 \text{ l/s}$$

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{0.133}} = 8.33 \quad \text{Or } C_{p \text{ max}} = 4$$

Le débit de pointe est $Q_p = Q_m \times C_p = 0.133 \times 4 = 0.532 \text{ l/s}$

On a une conduite PVC DN 250 d'une longueur de 458.4 m.

$$\text{Le nombre de Reynolds: } \text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot \nu} = \frac{4 \times 0.532 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.25 \times 0.856 \times 10^{-6}} = 3165.2$$

l'écoulement est turbulent

Le coefficient de frottement est
$$\lambda = \frac{0.25}{\log\left(\frac{K/D}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right)^2}$$

Après itération, on trouve $\lambda = 0.0463$

Les pertes de charges se calculent par
$$J(m/m) = \lambda \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g \cdot D} = 8 \cdot \lambda \cdot \frac{Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

Après calcul $J(m/m) = 10^{-6} \text{ m/m}$

$H_{\text{totale}} = 10^{-6} \times 458.4 \times 1.15 = 0.00057 \text{ m}$

$H_{\text{géo}} = 8.924 - 5.488 = 3.436 \text{ m}$

$\text{HMT} = 3.436 \text{ m}$

8.3 Pompe de la station de relèvement SR1

Le débit total d'eau rejeté est $Q_m = 298.67 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit moyen horaire

$$Q_m = \frac{298.67}{24} = 12.445 \text{ m}^3/\text{h}$$
 soit 3.456 l/s

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{3.456}} = 2.34$$

Le débit de pointe est $Q_p = Q_m \times C_p = 3.456 \times 2.34 = 8.10 \text{ l/s}$

On a une conduite PVC DN 250 d'une longueur de 265 m.

Le nombre de Reynolds:
$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot \nu} = \frac{4 \times 8.1 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.25 \times 0.856 \times 10^{-6}} = 48222$$

l'écoulement est turbulent lisse

Le coefficient de frottement est
$$\lambda = \frac{0.25}{\log\left(\frac{K/D}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right)^2}$$

Après itération, on trouve $\lambda = 0.03054$

Les pertes de charges se calculent par
$$J(m/m) = 8 \cdot \lambda \cdot \frac{Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

Après calcul $J(m/m) = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m/m}$

$H_{\text{totale}} = 1.66 \times 10^{-4} \times 265 \times 1.15 = 0.0507 \text{ m}$

$$H_{géo} = 5.764 - 2.5 = 3.264 \text{ m}$$

$$HMT = 3.315 \text{ m}$$

8.4 Pompe de la station de relèvement centrale SC :

Cette station permet de recevoir toutes les usées, relevées et refoulées vers la station de traitement de l'ONAS sur une distance de 14 km.

Le débit total d'eau rejeté est $Q_m = 445.94 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit moyen horaire

$$Q_{mh} = \frac{445.94}{24} = 18.58 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{ou } 5.16 \text{ l/s}$$

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{5.16}} = 2.60$$

Le débit de pointe horaire est $Q_p = Q_m \times C_p = 5.16 \times 2.60 = 13.42 \text{ l/s}$

On a une conduite PVC DN 250 d'une longueur de 14 km.

Les pertes de charges se calculent par la formule la formule de Darcy-Weisbach

Avec λ le coefficient de frottement

On fixe $K=1$ car on a une conduite de refoulement

Viscosité cinématique de l'eau à 27°C $\nu = 0.856 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Le nombre de Reynolds $Re = 79855$

Le nombre de Reynolds est supérieur à la valeur critique ($R_{crit} = 2.10^3$), on a un écoulement turbulent. $Re = 79855$

On obtient le coefficient de frottement λ par itération

$\lambda = 0.0297$ valeur trouvée à la troisième itération.

Les pertes de charge se calculent par la formule de Darcy-Weisbach.

$$J(m/m) = \lambda \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g \cdot D} = 8 \cdot \lambda \cdot \frac{Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

$$J(m/m) = 8 \cdot 0.0297 \times \frac{(13.42 \times 10^{-3})^2}{\pi^2 \times 10 \times 0.25^5} = 0.0014 \text{ m/m}$$

$$\text{Perte de charge totale } J_{totale} = 0.0014 \times 14000 = 19.55 \text{ m}$$

Or la HMT de la pompe est 18 m pour un débit de 52 l/s.

Ainsi cette pompe n'est pas adaptée au relèvement des eaux jusqu'à la station de l'ONAS

Récapitulatif des HMT des pompes de relèvement

Station	SR1	SR2	SR3	SC
Hgéo (m)	3.264	2.119	3.436	
Re	48222	32808	3165.2	79855
Coef de pdc	0.0305	0.0314	0.0463	0.0297
Pertes de charges (m)	0.0507	0.04	5.7×10^{-4}	19.55
HMT(m)	3.315	2.16	3.436	H _{géo} non déterminé

Tableau 27: récapitulatif des vérifications de dimensionnement des pompes de relèvement.

9. INTERPRETATION DES RESULTATS

Les calculs précédents montrent les faits suivants :

9.1 Les conduites (branchements et collecteurs)

Le calcul des réseaux d'égouts montre que la quasi totalité des tuyaux ont un diamètre suffisant pour véhiculer le débit qui transite.

Cependant pour certaines conduites, les conditions d'auto-curage ne sont pas respectées et les vitesses d'écoulement sont faibles dans les collecteurs concernés.

Par conséquent, il existe des possibilités de dépôts de matières solides surtout pendant les périodes de vacances.

Il a été constaté aussi que dans certains regards issus des collecteurs, l'eau ne coule pas, s'accumule et crée un reflux qui pollue l'environnement.

Cette situation peut être due à un problème de pente ou de non fonctionnalité des stations de relèvement.

9.2 Les stations de relèvement

Il ressort du dimensionnement que les pompes des trois stations de relèvement secondaires ont un débit et une HMT suffisants pour assurer correctement leur fonction en cas de marche normale.

Cependant, un arrêt d'une pompe pendant un instant provoque un dysfonctionnement dans le réseau.

Par ailleurs, il y a lieu de tenir compte de l'état vétuste de ces ouvrages qui ne jouent plus leur rôle comme initialement.

C'est pourquoi, bien que la vérification du dimensionnement lève l'inquiétude sur la fiabilité, il est nécessaire d'entreprendre un certain nombre d'actions à cause de problèmes rencontrés sur les collecteurs.

10. PROPOSITIONS DE SOLUTIONS :

Suite aux informations obtenues dans les paragraphes précédents, nous nous proposons 'apporter quelques éléments de réponses par rapport à ces problèmes constatés.

10.1 Mise en place de bacs dégraisseurs au niveau de l'ancien restaurant

10.1.1 Rôle et type de dégraisseur :

Le rôle du dégraisseur est de retenir les graisses par flottation naturelle.

Il peut être statique: dans ce cas, il est simple à concevoir et à exploiter.

Il peut être aéré par insufflation d'air. Sa forme est dans ce cas cylindro-conique. L'air est injecté grâce à un surpresseur.

Le type statique sera choisi. La forme sera rectangulaire et l'entretien aisé. Des plaques inclinées permettent de récupérer les graisses en améliorant l'écoulement d'air.

La récupération des graisses flottantes se fera par écumage manuel.

10.1.2 Dimensionnement du dégraisseur :

Les deux critères de mise en œuvre sont la vitesse ascensionnelle des particules de graisse qui est limitée à 15 m/h et le temps de passage de l'eau au débit de pointe fixée à 10 minutes. (DEGREMONT. *Mémento Technique de l'eau*)

Le calcul du dimensionnement se fait en utilisant la méthodologie suivante:

On se fixe une vitesse ascensionnelle des particules de graisse de 15 m/h. Notre débit à traiter est de 20 m³ par jour et nous avons un temps de séjour hydraulique de 10 minutes. Le calcul du dimensionnement se fait de manière simple grâce aux relations suivantes:

$$\text{Surface du bac : } S = \frac{Q}{V_{\text{asc}}}$$

$$\text{Volume } V = t \cdot Q$$

$$\text{Hauteur } H = \frac{V}{S}$$

Données : le débit d'eau utilisé au restaurant est 9 m³/j, donc avec un taux de restitution de 90%, le débit rejeté est 8.1 m³/j

Le temps de fonctionnement est 6h/j; ce qui donne un débit moyen rejeté de 1.35 m³/h ou 3.75 × 10⁻⁴ m³/s

Le coefficient de pointe de 4 donne Q_{pointe} = 1.5 × 10⁻³ m³/s

La vitesse ascensionnelle V_{asc} = 15 m/h

$$S = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{15/3600} = 0.36 \text{ m}^2$$

$$V = t \cdot Q$$

$$V = 10 \times 60 \times 1.5 \times 10^{-3} = 0.9 \text{ m}^3$$

$$H = \frac{0.9}{0.36} = 2.5 \text{ m}$$

On mettra en place un dégraisseur de dimensions 1 m x 1 m et profondeur 2.5 m

10.2 Mise en place de dégrilleurs au niveau des collecteurs

Le dégrillage est indispensable dans le système d'évacuation des eaux usées, il permet :

- de protéger les ouvrages en aval de l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les conduites ;
- de séparer des matières volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

Un dégrilleur sera installé dans les bassins d'interception qui précèdent le relèvement des eaux. Le nettoyage se fera régulièrement de façon manuelle. Cependant les escaliers qui permettent la descente dans les bassins doivent être réhabilités pour assurer la protection des manœuvres lors du nettoyage des grilles.

10.3 Réhabilitation et plan de maintenance des réseaux :

Il s'agira de renforcer la division entretien-maintenance du CROUS de moyens matériels conséquents et de renforcer le personnel.

En effet l'acquisition par les services du CROUS chargés de la gestion du système d'assainissement de matériels modernes et adaptés, va permettre la réalisation de manière efficiente de l'entretien préventif et correctif des réseaux.

Il s'agit de matériel destiné à l'entretien manuel et constitué de pelles, brouettes, treuil de remontée. L'acquisition d'une hydro-cureuse serait un plus car cela permettra au CROUS de gérer le réseau de façon autonome en réalisant correctement les opérations de curage. Cet investissement pourrait s'avérer rentable car les sociétés spécialisées dans le curage des grands réseaux d'égout sont pour la plupart basées à Dakar et donc éloignées de Saint-Louis

De plus la dotation aux manœuvres chargés des opérations ponctuelles d'entretien de moyens d'intervention fiable (chaussures de sécurité, casques, gants de manutention etc...) va renforcer la sécurité et la qualité du travail.

Il convient aussi de faire bénéficier au personnel de formation de base pour une meilleure compréhension des comportements hydrauliques du réseau.

A coté des ces mesures nécessaires, il est utile de mener des opérations d'inspection des réseaux pour anticiper sur les problèmes et entreprendre certaines actions telles que:

- ✓ L'enlèvement du sable qui couvre certains regards afin de les rendre visible et faciliter l'ouverture du tampon pendant les interventions.
- ✓ La maintenance des armoires électriques.
- ✓ La remise en état des stations de relèvement par la restauration des accessoires annexes (guidage, treuil, palan).

- ✓ La maintenance doit être étendue jusqu'aux niveaux des bâtiments où une remise en état de tous les appareils sanitaires est primordiale pour assurer l'évacuation correcte des eaux usées dès le départ.
- ✓ Les postes de relèvements doivent être munis de groupes électrogènes de secours pour assurer la continuité du refoulement en cas de panne d'électricité.
- ✓ Les stations doivent être clôturées autour du périmètre immédiat et munies d'un portail.
- ✓ Il est indispensable de mettre en place des pompes de secours pour éviter les arrêts préjudiciables au bon fonctionnement du réseau.
- ✓ Les usagers de l'Université (Etudiants, travailleurs) doivent aussi être sensibilisés afin qu'ils évitent de déverser des produits qui peuvent détruire les pompes comme le stipule l'article L60 du code de l'environnement de la République du Sénégal **“Le déversement d'eaux résiduaires dans le réseau d'assainissement public ne doit nuire ni à la conservation des ouvrages, ni à la gestion de ces réseaux. “**
- ✓ La partie du tronçon longue de 14 km qui relie l'université à la station d'épuration de l'ONAS sur laquelle sont édifiées des constructions doit être remplacée.
En effet, cette situation engendre des risques pour les populations et rend difficile une intervention sur ces tronçons en cas de dysfonctionnement.
C'est pourquoi, une campagne d'information est à menée envers les populations concernées d'une part, les autorités du cadastre et de l'urbanisme d'autre part pour éviter que ce problème ne prenne de l'ampleur dans cette zone.
Par ailleurs, Cette conduite crée des risques de septicité ou de fermentation des eaux usées à cause de sa longueur qui induit un séjour prolongé des effluents.
- ✓ Compte tenu de l'ambitieux programme d'extension de l'Université en infrastructures neuves, notamment des bâtiments, il y lieu de mettre à jour le plan du système d'assainissement et prendre en compte le tracé du réseau lors de l'implantation de nouveaux bâtiments afin d'éviter que ceux-ci soient édifiés sur une conduite.
- ✓ Par ailleurs, les calculs ont montré que la seule pompe de la station centrale est inadaptée. C'est pourquoi il est nécessaire de la remplacer par deux pompes de même caractéristiques que celle qui existe. Elles seront placées en série car le débit est convenable mais il faut augmenter la HMT.

L'université, établissement public qui accueille un grand nombre de personnes a besoin d'un environnement sain.

Pour ce faire, les grandes quantités d'eau déversées doivent être collectées, traitées et rejetées suivant des normes requises. C'est pourquoi, un investissement important s'impose pour régler définitivement cette situation qui passe par la construction d'une station d'épuration des eaux usées.

10.4 Construction d'une station d'épuration des eaux usées

L'application dans le court terme des mesures citées plus haut permettra de rendre fonctionnel le réseau d'assainissement existant pour la satisfaction des besoins des usagers actuels de l'université.

Cependant, les nombreuses perspectives de construction d'U.F.R. qui accompagnent l'évolution programmée des effectifs estimés à 15000 étudiants en l'an 2013, incitent à prendre en compte l'aspect gestion des eaux usées de cette population.

Le branchement de ces nouvelles constructions au réseau existant pourrait encore causer des dysfonctionnements, car le débit d'eau actuellement rejeté serait multiplié par trois (puisque d'ici à l'horizon fixée la population va passer de 5000 à 15000 étudiants).

Par ailleurs, la topographie globale du terrain caractérisée par un relief plat, ne favorise pas un branchement pouvant permettre d'avoir une pente suffisante pour créer un écoulement gravitaire correct depuis le bâtiment jusqu'aux regards des collecteurs.

C'est pourquoi, nous proposons la mise en place d'une station d'épuration des eaux usées pour les extensions futures, pour prendre en charge l'ensemble des rejets et assurer en même temps l'autonomie de la gestion des eaux usées.

Diverses filières de traitement d'eaux usées existent, mais les plus répandues en Afrique subsaharienne sont

- ✓ Le procédé à bactéries fixes (par lits bactériens ou par filtres noyés)
- ✓ Le procédé par boues activées
- ✓ Le lagunage

Les deux premières techniques sont dites intensives et la dernière est une technique extensive

10.4.1 Choix d'une filière de traitement

Le traitement par lagunage est proposé pour l'épuration des eaux usées dans le moyen et long terme à l'UGB.

Ce système offre des avantages socio-économiques, techniques et environnementaux considérables par rapport aux autres. En effet, des études effectuées par des chercheurs parmi lesquelles Seydou Niang, du Laboratoire de Traitement des Eaux Usées, Département de Biologie Animale de l'Institut Fondamental d'Afrique Noire Cheikh Anta Diop (IFAN Ch. A. Diop), de l'UCAD, ont montré que les systèmes extensifs d'épuration des eaux usées sont, adaptés au contexte africain. De plus, une étude sur l'efficacité de ce système a été menée entre 2001 et 2003 par des chercheurs de l'EIER, du CEREVE (Centre d'Enseignement et de Recherche Eau-Ville-Environnement) qui est commun à l'ENGREF, L'ENPC, l'Université Paris XII-Val de Marne, avec la collaboration de l'ONG Aquadev. Ce travail qui a concerné seize stations d'épuration par lagunage réparties dans six pays africains parmi lesquels le Sénégal, a montré que les performances d'épuration sont comparables à celles des autres systèmes existants dans la région, avec un bon abattement microbien. La même étude relève que ces systèmes sont caractérisés par :

- Leur rusticité et la simplicité de leur conception
- La souplesse de leur réalisation et de leur exploitation : les matériaux utilisés sont disponibles localement, la main d'œuvre qualifiée est moins exigée pour les travaux d'entretien courant (désherbage, nettoyage des ouvrages de prétraitement)
- Leur robustesse parce qu'ils supportent les variations de charge. Les résultats d'analyses d'échantillons d'effluents aux sorties des bassins de stabilisation pour cinq stations de lagunage étudiées par l'équipe de recherche du CEREVE montrent des taux d'abattement de 40% à 93% pour les matières solides en suspension, de 40% à 97% pour la demande chimique (DCO) et biologique (DBO), entre 23% et 98% pour l'azote et le phosphore et enfin de 2 à 7 unités logarithmiques pour les coliformes et les streptocoques fécaux.

10.4.2 Conception de la station d'épuration par lagunage

La conception et la mise en œuvre de la station de lagunage nécessite la connaissance préalable des quantités d'eaux rejetées, de leurs caractéristiques mais aussi, la nature du sol en place.

Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la charge polluante par l'estimation des mesures des concentrations suivantes:

- La demande biochimique en oxygène: DBO_5 qui représente la quantité d'oxygène fournie pour détruire par voie aérobie les matières organiques.

- La demande chimique en oxygène : DCO qui représente la teneur globale de l'eau en matière organique biodégradable ou non biodégradable.
Pour un effluent domestique, le rapport entre la DCO et la DBO₅ est proche de 2.5
- Les bactéries: Les eaux rejetées contiennent beaucoup de bactéries, virus et autres micro-organismes. Cependant, pour l'estimation de la pollution bactérienne, on recherche les coliformes fécaux dont la présence dans l'eau est synonyme d'existence de germes pathogènes.

10.4.2.1 Principe de fonctionnement :

Le lagunage naturel est un procédé de traitement biologique des eaux usées se faisant dans des bassins où est maintenue une tranche d'eau de 0,8 à 1,5 m permettant la transformation des charges polluantes et la stabilisation des boues.

Le système classique comporte trois étapes (voir figure n°11)

- Une étape d'épuration anaérobie
- Une étape d'épuration avec des bactéries facultatives
- Une étape de maturation (bactéries aérobies).

Il est à noter que la zone concernée est marquée par une forte perméabilité du sol. Des études effectuées par la S.A.E.D dans les localités environnantes (Etudes APS-APD et DCE des investissements prioritaires pour la sécurisation de 2500 ha d'irrigation privée dans le delta du fleuve Sénégal), ont montré des sols de perméabilité qui tournent autour de 40 cm/h. C'est pourquoi, il est important de rendre le sol étanche.

10.4.2.2 Dimensionnement

10.4.2.2.1. Données:

Pour un internat (même caractéristique que l'université), la DBO₅ est estimée entre 300 et 400 mg/l (BOURRIER, R. Les réseaux d'assainissement, 1997)

Nous fixons par hypothèse la DBO₅ à 400 mg/l, ceci pour un dimensionnement plus sécuritaire. Pour des eaux usées domestiques, la DCO est estimée à 960 mg/l

10.4.2.2.2. Dimensionnement du bassin anaérobie:

- **Masse journalière M_j de pollution à traiter**

Soit Q_j le volume journalier d'eaux usées entrant dans le bassin anaérobie en supposant la consommation en eau à 70 l/personne et le taux de restitution à 90%

$$Q_j = 10\,000 \times 70 \times 0.9 = 630\,000 \text{ l/j, donc } Q_j = 630 \text{ m}^3/\text{j}$$

Soit L_i la concentration en pollution des influents, L_i est fixé à 400 mg de DBO_5/l

$$M_j = Q_j \times L_i = 630\,000 \times 400 = 2.52 \times 10^8 \text{ mg/j} = 252 \text{ kg/j}$$

Fig 11

- **Volume du bassin anaérobie**

Soit λ la charge organique (masse de pollution) que peut traiter un m^3 de bassin anaérobie, ce paramètre varie suivant la température de la façon suivante :

T°C	λ en g/m ³ /j	% de DBO ₅ éliminé
< 15°C	100	40
15 < T < 20° C	20 x T - 100	2 x T + 10
T > 20 °C	300 à 400	60

Pour la ville de Saint-Louis la température moyenne pendant la période de froid est estimée à 17° C. Cette période est plus défavorable, car la température basse ne favorise pas le développement des micro-organismes épurateurs

Donc la masse de pollution $\lambda = 20 \times 17 - 100 = 240 \text{ g/m}^3/\text{j}$

Le volume du bassin est : $v = \frac{252 \times 1000}{240} = 1050 \text{ m}^3$

Le temps de séjour pour le bassin anaérobie est basé sur l'expérience locale. Mais dans les pays tropicaux, un temps de séjour de 1 à 5 jours est recommandé.

Pour la station de l'U.G.B, le temps de séjour : $\tau = \frac{V}{Q_j}$

$$\tau = \frac{1050}{630} = 1.66 \text{ soit } 2 \text{ jours}$$

Si la profondeur est 3m, la surface du bassin sera $A=350 \text{ m}^2$

On choisit pour le bassin anaérobie : $L=25 \text{ m}$, largeur $l =15 \text{ m}$; hauteur $h=3 \text{ m}$

10.4.2.2.3. Dimensionnement du bassin facultatif :

Après le passage au niveau du bassin anaérobie, il y a une baisse de pollution ; l'eau est moins chargée du fait de l'abattement de la DBO_5 qui est estimée à $2 \times T + 10$ soit 44 % pour une température en période de froid de $T=17^\circ\text{C}$, après un temps de séjour de 2 jours dans le bassin anaérobie.

Le bassin facultatif aura pour rôle de sédimenter et de digérer la pollution organique mais aussi d'oxyder par voie aérobie la matière organique.

- La concentration des eaux à l'entrée du bassin facultatif

$L_i = 400 \times (1-0.44) = 224 \text{ mg/l}$ de DBO_5 (les 400 mg/l de DBO_5 représente l'hypothèse fixée sur les eaux usées avant leur traitement)

- Calcul de la masse journalière de pollution à traiter

Soit Q_j le volume journalier des influents du bassin facultatif L_i la

$$M_{j(\text{DBO}_{5j})} = Q_j \times L_i = 630 \times 10^3 \times 224 = 1.41 \times 10^8 \text{ mg de } \text{DBO}_5/\text{j}$$

soit 141.12 kg /j de DBO_5

- Calcul de la charge maximale admissible qu'on peut appliquer au bassin sans qu'il ne soit entièrement anaérobie.

Elle varie en fonction de la température; La formule de MC Garry et Pescod sera utilisée. Cette méthode repose sur l'analyse d'un très grand nombre de bassins situés en zones tropicales et tempérées.

$$\lambda = 7.47(1.054)^{62.6} \quad \lambda \text{ s'exprime en kg de DBO}_5/\text{ha.j}$$

$$\text{Où } T = \text{température en degré Fahrenheit } T(^{\circ}\text{F}) = \frac{9}{5} \times T(^{\circ}\text{C}) + 32$$

$$\text{Pour } T=17^{\circ}\text{C}, \quad T(^{\circ}\text{F}) = \frac{9}{5} \times 17 + 32 = 62.6^{\circ}\text{F}$$

$$\lambda = 7.47 \times (1.054)^{62.6} = 200.98 \text{ kg de DBO}_5/\text{ha.j}$$

- Calcul de la surface A_f nécessaire de bassin facultatif.

$$A_f = \frac{M_f}{\lambda} = \frac{141.12}{200.98} = 0.702 \text{ ha} = 7021 \text{ m}^2$$

Si la profondeur est 1 m, le volume du bassin sera : $V=7021 \text{ m}^3$

On mettra en place deux bassins de $L=80 \text{ m}$, largeur $l=45 \text{ m}$, profondeur $h = 1\text{m}$

Le temps de rétention sera 11 jours dans l'ensemble des deux bassins

10.4.2.2.4. Dimensionnement du bassin de maturation

Les bassins de maturation permettent l'élimination des germes pathogènes tels que les coliformes fécaux indicateurs de pollution fécale. La durée de séjour et le nombre de bassins de maturation sont déterminés par la qualité des rejets en composition bactérienne.

a. Détermination du nombre de bassins de maturation

Soit N_i la concentration en coliformes fécaux des influents (entrée) du bassin de maturation

Soit N_e la concentration en coliformes fécaux des effluents (sortie)

K_T la constante cinétique d'élimination des germes ; Pour des températures comprises entre 5 et 21 °C, K_T est obtenue par la relation $K_T = 2.6(1.19)^{T-20}$ avec T température en °C.

Soit n le nombre de bassins de maturation

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{1}{(1 + K_T \times t_a) \times (1 + K_T \times t_f) \times (1 + K_T \times t_m)^n}$$

Avec t_a , t_f , t_m les temps de rétention dans les bassins anaérobie, facultatifs et de maturation respectivement et n le nombre de bassins de maturation

Le nombre de coliformes fécaux $N_i = 10^7$ CF/100ml

Selon la norme sénégalaise NS 05-061 sur les rejets des eaux usées, le nombre de CF/100 ml est limité à 2000, Donc $N_e = 2000$ CF/100 ml

le temps de séjour t_m est tel que $3 < t_m < t_f$ avec t_f séjour dans les bassins facultatifs
 $t_f = 11j$ on choisit $t_m = 5j$

$$K_T = 2.6 \times (1.19)^{17-20} = 1.54$$

d'où $\frac{2000}{10^7} = \frac{1}{(1 + 1.54 \times 2) \times (1 + 1.54 \times 11) \times (1 + 1.54 \times 5)^n}$ le calcul donne $n = 1.95$

On propose $n = 2$ bassins de maturation

b. Volume des bassins

$$t_m = \frac{V}{Q_f} \text{ donc } V = t_m \times Q_f = 5 \times 630 = 3150 \text{ m}^3$$

c. Superficie de chaque bassin pour une profondeur de 1 m:

$$A = 1575 \text{ m}^2$$

On choisit deux bassins de Longueur $L = 60$ m; largeur $l = 30$ m, profondeur $h = 1$ m

Précautions à prendre pour la construction

Il est nécessaire de prévoir une bande de terre d'environ 4 m entre les bassins pour faciliter le passage d'engin pendant les opérations d'entretien et de curage des boues. La mise en place d'un dégrilleur en amont du premier bassin qui est anaérobie est aussi indispensable pour la rétention des gros débris.

A cause de la forte perméabilité, il faudra étanchéifier le fond des lagunes pour éviter les infiltrations qui polluent la nappe. De plus pour assurer la communication entre deux bassins, il sera utilisé des conduites en PVC munies de vannes d'arrêt avec un té sur la partie amont.

Un entretien périodique de l'ouvrage est nécessaire pour allonger la durée de vie des ouvrages.

Les rejets seront analysés pour vérifier la conformité avec les indications fixées par la norme.

Fig 12

11. ESTIMATION DU COUT DE LA STATION DE TRAITEMENT PAR LAGUNAGE

La construction de la station de lagunage nécessite un espace assez grand pour contenir les différents bassins. Il est proposé de l'implanter non loin de la ferme agricole. Ceci permettra de récupérer les effluents traités pour les réutiliser dans la ferme en vérifiant que la pollution est inférieure à 1000 UFC/100ml

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire FCFA	Montant FCFA
Installation de chantier, signalisation	FCFA	1	2000000	2000000
Fouille en masse	m ³	12000	3200	38 400 000
Remblais compacté pour piste passage d'engin	m ³	700	4500	3150000
Etanchéification (bassins couche d'argile)	m ²	11935	7500	89512500
Pose de perré maçonné sur talus	m ²	940	11700	10 998 000
Fourniture et pose de canalisation PVC 160 et accessoire	ml	75	3750	281250
Té en PVC 160	U	8	2200	17600
Vanne d'arrêt	U	9	13500	121500
Débitmètre	U	2	75000	150000
Enrochement sur exutoire sortie effluents	m ³	25	7500	187 500
TOTAL				144 818 350

Tableau 28: Estimation du coût de la station de lagunage :

CONCLUSION :

La mise en place d'un système d'assainissement fiable est une exigence fondamentale dans une université, lieu qui accueille un grand nombre de personnes.

En effet, un réseau d'évacuation d'eaux usées fonctionnelle de la collecte jusqu'au traitement et rejet contribue à améliorer l'hygiène et la santé, il rend le cadre de vie sain et participe à la protection de l'environnement.

Comme toute infrastructure, la mise en place des réseaux d'assainissement nécessite des mesures d'accompagnement pour assurer la pérennité des ouvrages. La particularité des établissements comme l'université est que les usagers considèrent l'infrastructure comme un bien public et ne se soucient pas de sa sauvegarde comme leur bien personnel. Par conséquent, ce comportement rend la tâche plus difficile aux gestionnaires du réseau confrontés souvent en plus à une insuffisance en moyens matériels.

C'est pourquoi, il convient de faire de l'assainissement un domaine prioritaire dans les programmes d'investissement afin de prévenir les éventuels dysfonctionnements qui pourraient provenir d'un manque d'entretien, de saturation des réseaux ou de détérioration des équipements.

CONCLUSION GENERALE

L'étude des réseaux d'assainissement et d'eau potable de l'université Gaston Berger apparaît très intéressante pour plusieurs raisons.

Cet établissement qui occupe une place de choix dans le dispositif de l'enseignement supérieur dispose d'un programme de montée en puissance avec une projection de 15 000 étudiants d'ici 2013.

L'atteinte de ces objectifs passe par un cadre de vie assaini, et un accès facile à l'eau potable.

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable et d'évacuation d'eaux usées a permis de déceler les causes des dysfonctionnements.

Ainsi, le réseau d'eau potable souffre d'un problème de faiblesse de la pression délivrée par la SDE. Cette situation est causée par l'insuffisance du débit d'eau disponible à l'entrée de l'université.

Des possibilités d'apporter une solution à ce problème existent et sont techniquement faisables :

- La construction d'un château d'eau et d'une bache tampon dont le coût global est estimé à quarante quatre millions sept cent neuf mille quatre cent soixante sept francs (44 709 467) francs CFA hors taxe et sans tenir compte de la pose des conduites neuves pour l'adduction
- La construction d'une station de traitement pour rendre potable l'eau du fleuve. Le coût moyen d'une station de traitement tourne autour de cent cinquante millions de francs CFA (150 000 000). De plus, cette option doit être accompagnée d'une construction de château d'eau pour la distribution gravitaire de l'eau traitée.
- Le renforcement de la conduite principal de branchement : Cette option est du ressort de la SDE ou de la SONES selon leur programme d'investissement.

Parmi les deux premières options, celle qui consiste à construire une bache tampon et un château d'eau est la plus économique. Cependant, l'université sera toujours dépendante de la SDE.

Le réseau d'évacuation des eaux usées connaît des dysfonctionnements causés par la vétusté de certaines pompes, certains rejets nuisibles, mais essentiellement par l'éloignement de la station d'épuration de l'ONAS de Saint- Louis. En effet la pompe flygt disponible à la station de relèvement central n'a pas une HMT suffisante pour refouler les eaux usées à travers la conduite de 14 km dont le tracé exact est difficile à maîtriser à cause de l'extension des cités à Ngalèle.

C'est pourquoi, une réhabilitation des réseaux peut permettre de régler le problème.

Cependant, la construction d'une station d'épuration par lagunage est la seule voie pour une solution durable au problème d'assainissement. Le lagunage présente l'avantage d'être peu chère par rapport aux autres systèmes classiques d'épuration d'eaux usées. Son coût est estimé à cent quarante quatre millions huit cent dix huit mille trois cent cinquante.

RECOMMANDATIONS

Vu le coût élevé qu'exige la maintenance des ouvrages existants et la construction de nouvelles infrastructures (château d'eau et bache de stockage pour l'eau potable et station de traitement et d'épuration pour les eaux usées), il est essentiel d'assurer leur suivi et une gestion rigoureuse afin qu'elles soient fonctionnelles pendant une longue période.

Pour ce faire, il ya lieu de créer un service commun au rectorat et au CROUS et disposant d'un personnel qualifié pour que l'ensemble des réseaux soient gérés par une seule entité dotée de moyens matériels et d'autonomie pour accélérer les procédures.

Les actions récurrentes à effectuer pour la maintenance des ouvrages sont entre autres :

- Le curage des conduites
- La maintenance des pompes et des armoires électriques

Par ailleurs, les usagers de l'université en premier lieu les étudiants et les services des restaurants sont les principaux responsables des dysfonctionnements notés sur le réseau car ils sont à l'origine des rejets néfastes au système d'assainissement ; raison pour laquelle des séances d'information et de sensibilisation sont à faire à leur niveau pour les conscientiser afin qu'ils utilisent les infrastructures avec beaucoup plus de considérations.

Enfin, il est à signaler qu'avec la mise en place d'une ferme agricole à l'Université de Saint-Louis, la création de la station de traitement par lagunage est une réelle opportunité car les eaux après passage dans les différents bassins, connaît un abattement en charge polluante organique et en CF à tel enseigne que les rejets pourraient être réutilisés conformément aux normes OMS. Mais il est obligatoire dans ce cas de mesurer les caractéristiques des effluents.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. BONNIN, J, *Hydraulique. Urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*, Editions Eyrolles, 1986,228 p.
2. BOURRIER, R. *Les réseaux d'assainissement, calculs, applications, perspectives*, Technique & Documentation, 1997,810 p.
3. BRIERE, F.G. *Distribution et collecte des eaux*, 2^e édition, Presses Internationales Polytechniques, 2000,399 p.
4. DEGREMONT. *Mémento Technique de l'eau, Tome 1 et 2*, 9^e édition, 1989,1459 p.
5. DESJARDINS, R. *Le traitement des eaux*, édition de l'Ecole polytechnique de Montréal, 1988, 366 p.
6. DIAW, E.H.B. *Cours d'hydrologie des eaux souterraines*, Ecole Polytechnique de Thiès,
7. DOUMBOUYA, L. *Notes de cours hydraulique urbaine*, Ecole Polytechnique de Thiès,
8. NDOYE, S. *Notes de cours d'Assainissement des Eaux*, Ecole Polytechnique de Thiès,
9. SATIN, M. et SELMI, B. *Guide technique de l'assainissement*, 2eme Edition, Paris 1999,680 p.
10. VALIRON, F. *Gestion des Eaux, Alimentation en eau assainissement*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, 1989, 505 p.
11. WAGNER, E.G. et LANOIX, J.N. *Approvisionnement en eau des zones rurales et des agglomérations*, Organisation Mondiale de la Santé, 1961,351 p.
12. SEMINAIRE CEREVERE – EIER, *Traitement des eaux usées par lagunage : Challenges et perspectives pour les pays en voie de développement*, 4 novembre 2002, Ouagadougou
13. WETHE, J. *Cours d'assainissement, volet 3, collecte et traitement des eaux usées*, Groupe des écoles EIER-ETSHER, 2006 :
14. DIAGNE, A et GUEYE, P.M. *Restructuration du réseau d'assainissement des eaux usées de Hann : diagnostic et propositions de solutions*, P.F.E., E.S.P, 2006.
15. E.T.N., *Rapport diagnostic des réseaux d'eau et d'assainissement de l'U.G.B.* mars 2007
16. TAMBA, S. *Cours machines hydrauliques*, Ecole Polytechnique de Thiès, 2008

ANNEXES

A : Liste des tableaux

	1 année				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	88	112	135	139	142
SEG	165	179	193	188	206
SJP	186	191	207	197	255
LSH	303	337	401	453	507
UGB	742	819	936	977	1110
	2 année				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	82	65	79	107	110
SEG	120	133	141	174	196
SJP	124	148	154	153	159
LSH	355	333	401	339	437
UGB	681	679	775	773	902
	3 année				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	57	92	132	110	138
SEG	56	67	92	52	72
SJP	71	59	70	86	78
LSH	311	272	279	275	274
UGB	495	490	573	523	562
	4 année				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	40	42	45	60	66,00
MASS	0	0	0	0	0
DIETEL	0	0	0	0	0
SEG	40	53	65	58	52,00
SJP	53	66	58	68	81,00
LSH	411	498	572	619	624,00
UGB	544	659	740	805	823
	DEA et DESS				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	16	34	30	41	70,00
MASS	0	0	0	0	0
DIETEL	0	0	0	0	12,00
SEG	0	0	0	24	24,00
SJP	49	52	64	65	84,00
LSH	46	36	31	52	67,00
UGB	111	122	125	182	257
	DOCTORAT et DOCTORAT D'ETAT				
	2001/2002	2002/2003	2003/2004	2004/2005	2005/2006
SAT	16	23	27	38	35,00
MASS	0	0	0	0	0
DIETEL	0	0	0	0	0
SEG	0	0	0	0	0
SJP	16	19	22	36	31,00
LSH	54	49	66		67,00
UGB	86	91	115	74	133
TOTAL / AN	2659	2860	3264	3334	3787

Tableau 1 : évolution de la population estudiantine

village A=B=C				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	38	49	28	14
toilette	7	7	7	7
chaise turque	14	14	14	14
robinet	21	21	21	21
colonne de douche	45	49	28	14
lavabos	38	49	28	14

village H=J=L				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	109	80	0	0
toilette	15	12	0	0
chaise turque	45	36	0	0
robinet	15	12	0	0
colonne de douche	109	80	0	0
lavabos	109	80	0	0

village D=E=F=G				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	38	49	28	14
toilette	7	7	7	7
chaise turque	14	14	14	14
robinet	21	21	21	21
colonne de douche	45	49	28	14
lavabos	38	49	28	14

village K				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	79	79	0	0
toilette	35	35	0	0
chaise turque	105	105	0	0
robinet	35	35	0	0
colonne de douche	79	79	0	0
lavabos	79	79	0	0

village I				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	74	37	0	0
toilette	6	3	0	0
chaise turque	18	9	0	0
robinet	6	3	0	0
colonne de douche	80	37	0	0
lavabos	74	37	0	0

village M=L				
<i>Eléments</i>	<i>RDC</i>	<i>1 niveau</i>	<i>2 niveau</i>	<i>3 niveau</i>
chambre	31	33	33	0
toilette	6	6	6	0
chaise anglaise	12	12	12	0
robinet	3	3	3	0
colonne de douche	31	33	33	0
lavabos	31	33	33	0

Tableau 2 : inventaire des appareils sanitaires des campus sociaux :

BATIMENT	NIVEAU	SERVICE	TOILETTES	APPAREILS SANITAIRES	NOMBRE
A	RDC	UFR SJP	1 bloc toilettes communes	Chaises turques	5
				chaises anglaises	2
				evier à 2 robinets	2
				urinoirs	5
	ETAGE 1	1 Bloc autonome	Lavabo	1	
			Chaise turque	1	
chaises anglaises			1		
B	RDC	UFR SEG Coté gauche	1 bloc toilettes communes	Chaises turques	5
				chaises anglaises	2
				evier à 2 robinets	2
				urinoirs	5
		1 bloc autonome	Lavabo	1	
			Chaise anglaise	1	
			Bidet	1	
	UFR LSH coté droit	1 bloc toilettes	chaises anglaises	2	
			lavabo	1	
	1 bloc toilettes	Chaise turque	1		
		lavabo	1		
ETAGE 1	UFR SEG Coté gauche	1 Boc toilette autonome supprimé pour extension de la salle du conseil d'UFR			
		UFR LSH (géo) coté droit	1 bloc toilette pour personnel	chaises anglaises	2
			Chaises turques	1	
			Lavabo	2	
	C	RDC	UFR LSH coté droit	1 bloc toilettes communes pour étudiants	Chaises turques
chaises anglaises					2
evier à 2 robinets					2
urinoirs					6
1 bloc toilettes pour personnel				chaise turque	1
				chaise anglaise	1
			lavabo	1	
UFR LSH coté gauche			1 bloc toilettes pour filles étudiantes	Chaises turques	4
				urinoirs	3
				Eviers à 2 robinets	2
			1 bloc toilettes pour garçons	Chaises turques	4
				urinoirs	3
				Eviers à 2 robinets	2
1 bloc toilette pour personnel		chaise anglaise	1		
		lavabo	1		
Toilette autonome		chaise anglaise	1		
	lavabo	1			
ETAGE 1	UFR LSH (Lettres) gauche	1 bloc autonome	chaise anglaise	1	
			lavabo	1	
ETAGE 2	Lettres (gauche)	1 bloc autonome	chaise anglaise	1	
			lavabo	1	
	Lettres(droit)	1 bloc autonome	chaise anglaise	1	

				lavabo	1
D	RDC	UFR LSH	1 Bloc WC communs étudiants	Chaises anglaises	5
				Eviers à 2 robinets	3
	ETAGE	UFR LSH (Socio) coté droit	1 bloc toilettes communes	chaise anglaise	1
				lavabo	1
MIAGE	RDC	Atelier maintenance	1 bloc toilettes communes	chaises anglaises	4
				Lavabo	1
	MIAGE		1 bloc autonome	chaise anglaise	2
				lavabo	1
E	RDC	DIRECTION UFR SAT	1 bloc autonome pour directeur	chaise anglaise	1
				Lavabo	1
			2 blocs toilettes pour travailleurs	chaises anglaises	8
				Lavabo	2
F	RDC	UFR SAT	1 Bloc de toilettes communes	chaises anglaises	8
				Chaises turques	2
				Eviers à 2 robinets	2
	ETAGE	UFR SAT (gauche)	1 Bloc de toilettes communes	Chaises turques	2
				chaises anglaises	8
				Eviers à 2 robinets	2
				1 laboratoire	lavabos
	UFR SAT (extrême droite)	1 Bloc de toilettes communes	Chaises turques	2	
chaises anglaises			8		
Eviers à 2 robinets			2		
F extension	RDC	UFR SAT	1 laboratoire	Lavabos	10
G	RDC	UFR SEG Bureaux et salle de lecture	1 bloc toilette	lavabo	1
				Chaises anglaises	3
J	RDC	UFR SJP (coté droit)	1 Bloc étudiants (garçons)	lavabo	4
				Chaises anglaises	6
				1 voile évier à Robinets	5
	RDC	UFR SJP (coté gauche)	1 bloc	lavabo	1
DOMAINE	RDC	DIRECTION DOMAINE	2 blocs toilettes pour travailleurs	Chaises anglaises	10
				lavabos	6
		CENTRE DE PRESSE	1 bloc commun pour étudiants	Chaise turques	16
				Chaises anglaises	4
RECTORAT	RDC	Coté gauche	1 bloc toilettes pour travailleurs	Chaises anglaises	3
				lavabos	2

		1 bloc toilette autonome	Chaise anglaise	1	
			lavabo	1	
		Côté droit	1 bloc toilettes pour travailleurs	Chaises anglaises	3
	lavabos			2	
	Robinet pour ablutions			1	
	ETAGE	Aile gauche	1 bloc autonome	Chaise anglaise	1
				lavabo	1
			1 bloc pour travailleurs	Chaises anglaises	3
				lavabos	3
		Aile droite	1 bloc pour travailleurs	Chaises anglaises	3
lavabos				3	

Tableau 3 : inventaire des appareils sanitaires du campus pédagogique :

B : Rapport EPANET

Page 1 13/07/2008 01:58:38

 * E P A N E T *
 * Analyse Hydraulique et Qualitative *
 * pour les Réseaux de Tuyaux *
 * Version 2.0 *
 *
 * Version française: Générale-des-Eaux *
 * Group IDMH, Univ.Polyt.Valencia une société de VIVENDI WATER *

Fichier d'Entrée : consommation moyenne ,avec C modul bache.NET

Tableau des noeuds - arcs:

ID Arc	Noeud Initial	Noeud Final	Longueur m	Diamètre mm
vannel-8	vannel	8	365	160
dir_CRS-restaul	dir_CROUS	restaul	96,3	160
Rest-piqu_géné	restaul	piqu_généraux	158,4	160
piqu_gén-vilg_D	piqu_généraux	vilg_D	61	110
vilg_D-vilg_C	vilg_D	vilg_C	132,8	110
vilg_C-31	vilg_C	31	74,3	110
31-vilg_A	31	vilg_A	56,5	110
vilg_A-vilg_B	vilg_A	vilg_B	13,5	110
vilg_E-Piq_M,N	vilg_E	Piq_M,N	57,9	110
Piq_M,N-vilg_F	Piq_M,N	vilg_F	34,3	110
vilg_F-restau2	vilg_F	restau2	50,9	110
restau2-vilg_G	restau2	vilg_G	24,9	110
vilg_G-fin_rése	vilg_G	fin_réseau	72,8	110
vil_K-vil_J	vil_K	vil_J	81,4	110
vil_J-vil_L	vil_J	vil_L	129,8	110
vil_L-vil_H	vil_L	vil_H	103,6	110
vil_H-vil_I	vil_H	vil_I	134,3	110
vil_I-27	vil_I	27	55,2	110
vanne-vil_K	vil_K	vanne2	73,5	110
vannel-vanne2	vanne2	vannel	670	110
piqu_gén_vilg_E	piqu_généraux	vilg_E	52,5	110
serv_medic-M.A.	service_medical	M.A.	54	110
M.A. -M.B.	M.A.	M.B.	24	110
M.B. -M.C.	M.B.	M.C.	24	110
M.C. -V.1	M.C.	V.1	120	110
V.1-V.2	V.1	V.2	96	110
V.2-V.3	V.2	V.3	46	110
V.3-V.4	V.3	V.4	46	110
V.4-V.5	V.4	V.5	39	110
V.5-V.6	V.5	V.6	39	110
V.6-V.7	V.6	V.7	41	110
V.7-V.8	V.7	V.8	42	110
V.8-V.9	V.8	V.9	42	110
V.9-V.10	V.9	V.10	34	110

Page 2

Tableau des noeuds - arcs: (continu)

ID Arc	Noeud Initial	Noeud Final	Longueur m	Diamètre mm
V.10-V.11	V.10	V.11	34	110
V.11-V.12	V.11	V.12	34	110
V.12-V.13	V.12	V.13	54	110
AmphiC-MIAGE	Amphi_C	MIAGE	10	160
MIAGE-centr_cal	MIAGE	Centr_calcul	21	160
Centr_cal-A2	Centr_calcul	A2	31	160
A2-SAT3	A2	SAT2	81	160
SAT3-Sante	SAT2	Sante	154	160
A2-SAT1	A2	SAT1	82	110
SAT1-Direc_SAT	SAT1	Direc_SAT	22	110
Direc_SAT-SAT2	Direc_SAT	50	22	110
SAT2-direc_doma	50	direc_domaine	22	110
direc_do-SCi_ju	direc_domaine	SCi_juridiq	18	110
SCi_juri-immeub	SCi_juridiq	immeub_BU	18	110
immeub_BU-SEG	immeub_BU	SEG	18	110
SEG-BAT_A	SEG	BAT_A	18	110
BAT_A-BAT_B	BAT_A	BAT_B	18	110
BAT_B-BAT_C	BAT_B	BAT_C	18	110
BAT_C-scolarité	BAT_C	scolarité	18	110
scolarit-vanne3	scolarité	vanne3'	283,3	110
vanne3-serv_med	vanne3'	service_medical	117,7	110
Sante-vanne2	Sante	vanne2	154	160
vilg_B-vanne3	vilg_B	vanne3'	8,5	110
1	8	1	168,7	160
2	1	dir_CROUS	501,3	160

Résultats aux noeuds à 7:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vannel	0,00	27,23	17,85	0,00
8	0,00	27,27	18,79	0,00
dir_CROUS	1,16	27,10	15,91	0,00
restau1	10,44	27,07	16,46	0,00
piqu_généraux	0,00	27,02	17,10	0,00
vilg_E	25,52	27,00	17,03	0,00
Piq_M,N	19,72	26,98	17,04	0,00
vilg_F	25,52	26,97	17,26	0,00
restau2	5,80	26,97	17,44	0,00
vilg_G	25,52	26,97	17,46	0,00
vilg_D	25,52	26,98	17,42	0,00
vilg_C	31,32	26,91	17,79	0,00
vilg_B	31,32	26,87	16,88	0,00
vilg_A	31,32	26,88	16,91	0,00
fin_réseau	22,04	26,96	17,37	0,00

Page 3

Résultats aux noeuds à 7:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
31	0,00	26,89	17,17	0,00
vanne2	0,00	26,87	15,56	0,00
vil_K	33,64	26,84	16,47	0,00
vil_J	19,72	26,83	16,33	0,00
vil_L	19,72	26,81	16,32	0,00
vil_H	19,72	26,80	16,73	0,00
vil_I	11,60	26,80	16,80	0,00
27	9,86	26,80	16,43	0,00
V.13	0,86	26,87	16,73	0,00
V.12	0,86	26,87	17,17	0,00
V.11	0,86	26,87	17,06	0,00
V.10	0,86	26,87	16,83	0,00
V.9	0,86	26,87	16,72	0,00
V.8	0,86	26,87	16,76	0,00
V.7	0,86	26,87	16,84	0,00
V.6	0,86	26,87	17,00	0,00
V.5	0,86	26,87	17,23	0,00
V.4	0,86	26,87	17,46	0,00
V.3	0,86	26,87	16,96	0,00
V.2	0,86	26,87	16,47	0,00
V.1	0,86	26,87	16,08	0,00
M.C.	1,72	26,87	16,14	0,00
M.B.	1,72	26,87	16,20	0,00
M.A.	1,72	26,87	16,26	0,00
service_medical	1,94	26,87	16,77	0,00
Centr_calcul	4,35	26,87	18,54	0,00
MIAGE	1,30	26,87	18,63	0,00
Amphi_C	0,00	26,87	18,68	0,00
A2	0,00	26,87	18,49	0,00
SAT2	6,52	26,87	18,10	0,00
Sante	2,32	26,87	17,92	0,00
SAT1	1,09	26,87	18,32	0,00
Dirac_SAT	1,96	26,87	18,18	0,00
50	0,00	26,87	18,25	0,00
dirac_domaine	6,52	26,87	18,11	0,00
SCi_juridiq	2,17	26,87	18,04	0,00
immeub_BU	1,96	26,87	18,08	0,00
SEG	0,65	26,87	18,12	0,00
BAT_A	1,74	26,87	18,16	0,00
BAT_B	2,39	26,87	18,20	0,00
BAT_C	5,22	26,87	18,24	0,00
scolarité	2,17	26,87	18,27	0,00
vanne3'	0,00	26,87	15,89	0,00

Page 4

Résultats aux arcs à 7:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vanel-8	137,28	0,08	0,09	Ouvert
dir_CRS-restau1	289,63	0,17	0,35	Ouvert
Rest-piqu_géné	279,19	0,16	0,32	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	155,07	0,19	0,68	Ouvert
vilg_D-vilg_C	129,55	0,16	0,49	Ouvert
vilg_C-31	98,23	0,12	0,29	Ouvert
31-vilg_A	98,23	0,12	0,29	Ouvert
vilg_A-vilg_B	66,91	0,08	0,14	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	98,60	0,12	0,29	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	78,88	0,10	0,19	Ouvert
vilg_F-restau2	53,36	0,06	0,09	Ouvert
restau2-vilg_G	47,56	0,06	0,08	Ouvert
vilg_G-fin_rése	22,04	0,03	0,02	Ouvert
vil_K-vil_J	80,62	0,10	0,20	Ouvert
vil_J-vil_L	60,90	0,07	0,12	Ouvert
vil_L-vil_H	41,18	0,05	0,06	Ouvert
vil_H-vil_I	21,46	0,03	0,02	Ouvert
vil_I-27	9,86	0,01	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	114,26	0,14	0,39	Ouvert
vanel-vanne2	137,28	0,17	0,54	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	124,12	0,15	0,45	Ouvert
serv_medic-M.A.	16,31	0,02	0,01	Ouvert
M.A. -M.B.	14,59	0,02	0,01	Ouvert
M.B. -M.C.	12,88	0,02	0,01	Ouvert
M.C. -V. 1	11,16	0,01	0,01	Ouvert
V. 1-V. 2	10,30	0,01	0,00	Ouvert
V. 2-V. 3	9,44	0,01	0,00	Ouvert
V. 3-V. 4	8,58	0,01	0,00	Ouvert
V. 4-V. 5	7,73	0,01	0,00	Ouvert
V. 5-V. 6	6,87	0,01	0,00	Ouvert
V. 6-V. 7	6,01	0,01	0,00	Ouvert
V. 7-V. 8	5,15	0,01	0,00	Ouvert
V. 8-V. 9	4,29	0,01	0,00	Ouvert
V. 9-V. 10	3,43	0,00	0,00	Ouvert
V. 10-V. 11	2,58	0,00	0,00	Ouvert
V. 11-V. 12	1,72	0,00	0,00	Ouvert
V. 12-V. 13	0,86	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	1,30	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	5,65	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	14,18	0,01	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	20,70	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT1	8,53	0,01	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	7,44	0,01	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	5,48	0,01	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	5,48	0,01	0,00	Ouvert

Page 5

Résultats aux arcs à 7:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
direc_do-SCi_ju	1,04	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	3,21	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	5,17	0,01	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	5,82	0,01	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	7,56	0,01	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	9,95	0,01	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	15,17	0,02	0,01	Ouvert
scolarit-vanne3	17,34	0,02	0,01	Ouvert
vanne3-serv_med	18,25	0,02	0,01	Ouvert
Sante-vanne2	23,02	0,01	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	35,59	0,04	0,04	Ouvert
2	290,79	0,17	0,35	Ouvert

Résultats aux noeuds à 8:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,27	17,89	0,00
8	0,00	27,28	18,80	0,00
dir_CROUS	0,47	27,25	16,06	0,00
restau1	4,23	27,24	16,63	0,00
piqu_généraux	0,00	27,23	17,32	0,00
vilg_E	10,34	27,23	17,26	0,00
Piq_M,N	7,99	27,22	17,28	0,00
vilg_F	10,34	27,22	17,51	0,00
restau2	2,35	27,22	17,69	0,00
vilg_G	10,34	27,22	17,72	0,00
vilg_D	10,34	27,22	17,67	0,00
vilg_C	12,69	27,21	18,09	0,00
vilg_B	12,69	27,20	17,21	0,00
vilg_A	12,69	27,20	17,24	0,00
fin_réseau	8,93	27,22	17,63	0,00
31	0,00	27,21	17,49	0,00
vanne2	0,00	27,20	15,90	0,00
vil_K	13,63	27,20	16,83	0,00
vil_J	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_L	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_H	7,99	27,19	17,12	0,00
vil_I	4,70	27,19	17,18	0,00
27	3,99	27,19	16,82	0,00
V.13	0,35	27,20	17,07	0,00
V.12	0,35	27,20	17,50	0,00
V.11	0,35	27,20	17,39	0,00
V.10	0,35	27,20	17,17	0,00

Page 6

Résultats aux noeuds à 8:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
V.9	0,35	27,20	17,05	0,00
V.8	0,35	27,20	17,09	0,00
V.7	0,35	27,20	17,17	0,00
V.6	0,35	27,20	17,33	0,00
V.5	0,35	27,20	17,56	0,00
V.4	0,35	27,20	17,79	0,00
V.3	0,35	27,20	17,30	0,00
V.2	0,35	27,20	16,80	0,00
V.1	0,35	27,20	16,41	0,00
M.C.	0,70	27,20	16,47	0,00
M.B.	0,70	27,20	16,53	0,00
M.A.	0,70	27,20	16,59	0,00
service_medical	0,78	27,20	17,11	0,00
Centr_calcul	1,76	27,20	18,87	0,00
MIAGE	0,53	27,20	18,96	0,00
Amphi_C	0,00	27,20	19,01	0,00
A2	0,00	27,20	18,83	0,00
SAT2	2,64	27,20	18,44	0,00
Sante	0,94	27,20	18,26	0,00
SAT1	0,44	27,20	18,66	0,00
Direc_SAT	0,79	27,20	18,52	0,00
50	0,00	27,20	18,59	0,00
direc_domaine	2,64	27,20	18,45	0,00
SCi_juridiq	0,88	27,20	18,38	0,00
immeub_BU	0,79	27,20	18,42	0,00
SEG	0,26	27,20	18,45	0,00
BAT_A	0,71	27,20	18,49	0,00
BAT_B	0,97	27,20	18,53	0,00
BAT_C	2,12	27,20	18,57	0,00
scolarité	0,88	27,20	18,61	0,00
vanne3'	0,00	27,20	16,22	0,00

Résultats aux arcs à 8:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vannel-8	55,62	0,03	0,02	Ouvert
dir_CRS-restaul	117,35	0,07	0,07	Ouvert
Rest-piqu_géné	113,12	0,07	0,06	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	62,83	0,08	0,13	Ouvert
vilg_D-vilg_C	52,49	0,06	0,09	Ouvert
vilg_C-31	39,80	0,05	0,05	Ouvert
31-vilg_A	39,80	0,05	0,05	Ouvert
vilg_A-vilg_B	27,11	0,03	0,03	Ouvert

Page 7

Résultats aux arcs à 8:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vilg_E-Piq_M,N	39,95	0,05	0,05	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	31,96	0,04	0,04	Ouvert
vilg_F-restau2	21,62	0,03	0,02	Ouvert
restau2-vilg_G	19,27	0,02	0,01	Ouvert
vilg_G-fin_rése	8,93	0,01	0,00	Ouvert
vil_K-vil_J	32,67	0,04	0,04	Ouvert
vil_J-vil_L	24,68	0,03	0,02	Ouvert
vil_L-vil_H	16,68	0,02	0,01	Ouvert
vil_H-vil_I	8,69	0,01	0,00	Ouvert
vil_I-27	3,99	0,00	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	46,29	0,06	0,07	Ouvert
vanne1-vanne2	55,62	0,07	0,10	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	50,29	0,06	0,08	Ouvert
serv_medic-M.A.	6,61	0,01	0,00	Ouvert
M.A. -M.B.	5,91	0,01	0,00	Ouvert
M.B. -M.C.	5,22	0,01	0,00	Ouvert
M.C. -V. 1	4,52	0,01	0,00	Ouvert
V. 1-V. 2	4,17	0,01	0,00	Ouvert
V. 2-V. 3	3,83	0,00	0,00	Ouvert
V. 3-V. 4	3,48	0,00	0,00	Ouvert
V. 4-V. 5	3,13	0,00	0,00	Ouvert
V. 5-V. 6	2,78	0,00	0,00	Ouvert
V. 6-V. 7	2,43	0,00	0,00	Ouvert
V. 7-V. 8	2,09	0,00	0,00	Ouvert
V. 8-V. 9	1,74	0,00	0,00	Ouvert
V. 9-V. 10	1,39	0,00	0,00	Ouvert
V. 10-V. 11	1,04	0,00	0,00	Ouvert
V. 11-V. 12	0,70	0,00	0,00	Ouvert
V. 12-V. 13	0,35	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	0,53	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	2,29	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	5,74	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	8,39	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT1	3,45	0,00	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	3,01	0,00	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	2,22	0,00	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	2,22	0,00	0,00	Ouvert
direc_do-SCi_ju	0,42	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	1,30	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	2,10	0,00	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	2,36	0,00	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	3,06	0,00	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	4,03	0,00	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	6,15	0,01	0,00	Ouvert
scolarit-vanne3	7,03	0,01	0,00	Ouvert

Page 8

Résultats aux arcs à 8:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vanne3-serv_med	7,39	0,01	0,00	Ouvert
Sante-vanne2	9,33	0,01	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	14,42	0,02	0,01	Ouvert
1	55,62	0,03	0,02	Ouvert
2	117,82	0,07	0,07	Ouvert

Résultats aux noeuds à 9:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,27	17,89	0,00
8	0,00	27,28	18,80	0,00
dir_CROUS	0,47	27,25	16,06	0,00
restau1	4,23	27,24	16,63	0,00
piqu_généraux	0,00	27,23	17,32	0,00
vilg_E	10,34	27,23	17,26	0,00
Piq_M,N	7,99	27,22	17,28	0,00
vilg_F	10,34	27,22	17,51	0,00
restau2	2,35	27,22	17,69	0,00
vilg_G	10,34	27,22	17,72	0,00
vilg_D	10,34	27,22	17,67	0,00
vilg_C	12,69	27,21	18,09	0,00
vilg_B	12,69	27,20	17,21	0,00
vilg_A	12,69	27,20	17,24	0,00
fin_reseau	8,93	27,22	17,63	0,00
31	0,00	27,21	17,49	0,00
vanne2	0,00	27,20	15,90	0,00
vil_K	13,63	27,20	16,83	0,00
vil_J	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_L	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_H	7,99	27,19	17,12	0,00
vil_I	4,70	27,19	17,18	0,00
27	3,99	27,19	16,82	0,00
V.13	0,35	27,20	17,07	0,00
V.12	0,35	27,20	17,50	0,00
V.11	0,35	27,20	17,39	0,00
V.10	0,35	27,20	17,17	0,00
V.9	0,35	27,20	17,05	0,00
V.8	0,35	27,20	17,09	0,00
V.7	0,35	27,20	17,17	0,00
V.6	0,35	27,20	17,33	0,00
V.5	0,35	27,20	17,56	0,00
V.4	0,35	27,20	17,79	0,00
V.3	0,35	27,20	17,30	0,00
V.2	0,35	27,20	16,80	0,00

Page 9

Résultats aux noeuds à 9:00 Heures: (continu)

ID	Demande	Charge	Pression	Qualité
----	---------	--------	----------	---------

Noeud	M3J	m	m	
V.1	0,35	27,20	16,41	0,00
M.C.	0,70	27,20	16,47	0,00
M.B.	0,70	27,20	16,53	0,00
M.A.	0,70	27,20	16,59	0,00
service_medical	0,78	27,20	17,11	0,00
Centr_calcul	1,76	27,20	18,87	0,00
MIAGE	0,53	27,20	18,96	0,00
Amphi_C	0,00	27,20	19,01	0,00
A2	0,00	27,20	18,83	0,00
SAT2	2,64	27,20	18,44	0,00
Sante	0,94	27,20	18,26	0,00
SAT1	0,44	27,20	18,66	0,00
Direc_SAT	0,79	27,20	18,52	0,00
50	0,00	27,20	18,59	0,00
direc_domaine	2,64	27,20	18,45	0,00
SCi_juridiq	0,88	27,20	18,38	0,00
immeub_BU	0,79	27,20	18,42	0,00
SEG	0,26	27,20	18,45	0,00
BAT_A	0,71	27,20	18,49	0,00
BAT_B	0,97	27,20	18,53	0,00
BAT_C	2,12	27,20	18,57	0,00
scolarité	0,88	27,20	18,61	0,00
vanne3'	0,00	27,20	16,22	0,00

Résultats aux arcs à 9:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vanel-8	55,62	0,03	0,02	Ouvert
dir_CRS-restaul	117,35	0,07	0,07	Ouvert
Rest-piqu_géné	113,12	0,07	0,06	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	62,83	0,08	0,13	Ouvert
vilg_D-vilg_C	52,49	0,06	0,09	Ouvert
vilg_C-31	39,80	0,05	0,05	Ouvert
31-vilg_A	39,80	0,05	0,05	Ouvert
vilg_A-vilg_B	27,11	0,03	0,03	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	39,95	0,05	0,05	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	31,96	0,04	0,04	Ouvert
vilg_F-restau2	21,62	0,03	0,02	Ouvert
restau2-vilg_G	19,27	0,02	0,01	Ouvert
vilg_G-fin_rése	8,93	0,01	0,00	Ouvert
vil_K-vil_J	32,67	0,04	0,04	Ouvert
vil_J-vil_L	24,68	0,03	0,02	Ouvert
vil_L-vil_H	16,68	0,02	0,01	Ouvert

Page 10

Résultats aux arcs à 9:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vil_H-vil_I	8,69	0,01	0,00	Ouvert
vil_I-27	3,99	0,00	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	46,29	0,06	0,07	Ouvert
vanel-vanne2	55,62	0,07	0,10	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	50,29	0,06	0,08	Ouvert

serv_medic-M.A.	6,61	0,01	0,00	Ouvert
M.A.-M.B.	5,91	0,01	0,00	Ouvert
M.B.-M.C.	5,22	0,01	0,00	Ouvert
M.C.-V.1	4,52	0,01	0,00	Ouvert
V.1-V.2	4,17	0,01	0,00	Ouvert
V.2-V.3	3,83	0,00	0,00	Ouvert
V.3-V.4	3,48	0,00	0,00	Ouvert
V.4-V.5	3,13	0,00	0,00	Ouvert
V.5-V.6	2,78	0,00	0,00	Ouvert
V.6-V.7	2,43	0,00	0,00	Ouvert
V.7-V.8	2,09	0,00	0,00	Ouvert
V.8-V.9	1,74	0,00	0,00	Ouvert
V.9-V.10	1,39	0,00	0,00	Ouvert
V.10-V.11	1,04	0,00	0,00	Ouvert
V.11-V.12	0,70	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	0,35	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	0,53	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	2,29	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	5,74	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	8,39	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT1	3,45	0,00	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	3,01	0,00	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	2,22	0,00	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	2,22	0,00	0,00	Ouvert
direc_do-SCi_ju	0,42	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	1,30	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	2,10	0,00	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	2,36	0,00	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	3,06	0,00	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	4,03	0,00	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	6,15	0,01	0,00	Ouvert
scolarit-vanne3	7,03	0,01	0,00	Ouvert
vanne3-serv_med	7,39	0,01	0,00	Ouvert
Sante-vanne2	9,33	0,01	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	14,42	0,02	0,01	Ouvert
1	55,62	0,03	0,02	Ouvert
2	117,82	0,07	0,07	Ouvert

Page 11

Résultats aux noeuds à 10:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,11	17,73	0,00
8	0,00	27,23	18,75	0,00
dir_CROUS	2,33	26,64	15,45	0,00
restau1	20,97	26,52	15,91	0,00
piqu_généraux	0,00	26,33	16,42	0,00
vilg_E	51,26	26,25	16,28	0,00
Piq_M,N	39,61	26,18	16,24	0,00
vilg_F	51,26	26,16	16,45	0,00
restau2	11,65	26,14	16,61	0,00
vilg_G	51,26	26,14	16,63	0,00
vilg_D	51,26	26,18	16,63	0,00
vilg_C	62,91	25,95	16,82	0,00
vilg_B	62,91	25,80	15,81	0,00
vilg_A	62,91	25,81	15,84	0,00
fin_réseau	44,27	26,13	16,54	0,00
31	0,00	25,87	16,15	0,00
vanne2	0,00	25,79	14,48	0,00
vil_K	67,57	25,69	15,32	0,00
vil_J	39,61	25,63	15,14	0,00
vil_L	39,61	25,57	15,08	0,00
vil_H	39,61	25,55	15,48	0,00
vil_I	23,30	25,54	15,54	0,00
27	19,81	25,54	15,17	0,00
V.13	1,72	25,78	15,65	0,00
V.12	1,72	25,78	16,08	0,00
V.11	1,72	25,78	15,97	0,00
V.10	1,72	25,78	15,75	0,00
V.9	1,72	25,79	15,64	0,00
V.8	1,72	25,79	15,68	0,00
V.7	1,72	25,79	15,76	0,00
V.6	1,72	25,79	15,91	0,00
V.5	1,72	25,79	16,14	0,00
V.4	1,72	25,79	16,38	0,00
V.3	1,72	25,79	15,88	0,00
V.2	1,72	25,79	15,38	0,00
V.1	1,72	25,79	15,00	0,00
M.C.	3,45	25,79	15,06	0,00
M.B.	3,45	25,79	15,12	0,00
M.A.	3,45	25,79	15,18	0,00
service_medical	3,89	25,79	15,70	0,00
Centr_calcul	8,74	25,79	17,46	0,00
MIAGE	2,61	25,79	17,55	0,00
Amphi_C	0,00	25,79	17,59	0,00
A2	0,00	25,79	17,41	0,00
SAT2	13,09	25,79	17,02	0,00
Sante	4,66	25,79	16,84	0,00

Page 12

Résultats aux noeuds à 10:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
SAT1	2,19	25,79	17,24	0,00
Direc_SAT 50	3,94 0,00	25,79	17,10 17,17	0,00 0,00
direc_domaine	13,09	25,79	17,03	0,00
SCi_juridiq	4,36	25,79	16,96	0,00
immeub_BU	3,94	25,79	17,00	0,00
SEG	1,30	25,79	17,04	0,00
BAT_A	3,49	25,79	17,08	0,00
BAT_B	4,80	25,79	17,11	0,00
BAT_C	10,49	25,79	17,15	0,00
scolarité	4,36	25,79	17,19	0,00
vanne3'	0,00	25,80	14,82	0,00

Résultats aux arcs à 10:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vannel-8	-275,73	0,16	0,32	Ouvert
dir_CRS-restaul	581,75	0,33	1,26	Ouvert
Rest-piqu_général	560,78	0,32	1,18	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	311,47	0,38	2,47	Ouvert
vilg_D-vilg_C	260,21	0,32	1,77	Ouvert
vilg_C-31	197,30	0,24	1,06	Ouvert
31-vilg_A	197,30	0,24	1,06	Ouvert
vilg_A-vilg_B	134,39	0,16	0,52	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	198,05	0,24	1,07	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	158,44	0,19	0,71	Ouvert
vilg_F-restau2	107,18	0,13	0,34	Ouvert
restau2-vilg_G	95,53	0,12	0,28	Ouvert
vilg_G-fin_rése	44,27	0,05	0,07	Ouvert
vil_K-vil_J	161,93	0,20	0,73	Ouvert
vil_J-vil_L	122,32	0,15	0,44	Ouvert
vil_L-vil_H	82,71	0,10	0,21	Ouvert
vil_H-vil_I	43,10	0,05	0,06	Ouvert
vil_I-27	19,81	0,02	0,01	Ouvert
vanne-vil_K	-229,51	0,28	1,40	Ouvert
vannel-vanne2	-275,73	0,34	1,97	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	249,31	0,30	1,63	Ouvert
serv_medic-M.A.	32,76	0,04	0,04	Ouvert
M.A. -M.B.	29,31	0,04	0,03	Ouvert
M.B. -M.C.	25,86	0,03	0,02	Ouvert
M.C. -V.1	22,41	0,03	0,02	Ouvert
V.1-V.2	20,69	0,03	0,02	Ouvert
V.2-V.3	18,97	0,02	0,01	Ouvert

Page 13

Résultats aux arcs à 10:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
V.3-V.4	17,24	0,02	0,01	Ouvert
V.4-V.5	15,52	0,02	0,01	Ouvert
V.5-V.6	13,79	0,02	0,01	Ouvert
V.6-V.7	12,07	0,01	0,01	Ouvert
V.7-V.8	10,35	0,01	0,00	Ouvert
V.8-V.9	8,62	0,01	0,00	Ouvert
V.9-V.10	6,90	0,01	0,00	Ouvert
V.10-V.11	5,17	0,01	0,00	Ouvert
V.11-V.12	3,45	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	1,72	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	2,61	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	11,35	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT3	28,47	0,02	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	41,57	0,02	0,01	Ouvert
A2-SAT1	17,13	0,02	0,01	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	14,94	0,02	0,01	Ouvert
Dirac_SAT-SAT2	11,00	0,01	0,01	Ouvert
SAT2-direc_doma	11,00	0,01	0,01	Ouvert
dirac_do-SCi_ju	2,09	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	6,45	0,01	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	10,39	0,01	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	11,69	0,01	0,01	Ouvert
BAT_A-BAT_B	15,19	0,02	0,01	Ouvert
BAT_B-BAT_C	19,99	0,02	0,02	Ouvert
BAT_C-scolarité	30,47	0,04	0,03	Ouvert
scolarit-vanne3	34,83	0,04	0,04	Ouvert
vanne3-serv_med	36,65	0,04	0,05	Ouvert
Sante-vanne2	46,23	0,03	0,01	Ouvert
vilg_B-vanne3	71,48	0,09	0,16	Ouvert

Résultats aux noeuds à 11:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,11	17,73	0,00
8	0,00	27,23	18,75	0,00
dir_CROUS	2,33	26,64	15,45	0,00
restau1	20,97	26,52	15,91	0,00
piqu_généraux	0,00	26,33	16,42	0,00
vilg_E	51,26	26,25	16,28	0,00
Piq_M,N	39,61	26,18	16,24	0,00
vilg_F	51,26	26,16	16,45	0,00

Page 14

Résultats aux noeuds à 11:00 Heures: (continu)

ID	Demande	Charge	Pression	Qualité
----	---------	--------	----------	---------

Noeud	M3J	m	m	
restau2	11,65	26,14	16,61	0,00
vilg_G	51,26	26,14	16,63	0,00
vilg_D	51,26	26,18	16,63	0,00
vilg_C	62,91	25,95	16,82	0,00
vilg_B	62,91	25,80	15,81	0,00
vilg_A	62,91	25,81	15,84	0,00
fin_réseau	44,27	26,13	16,54	0,00
31	0,00	25,87	16,15	0,00
vanne2	0,00	25,79	14,48	0,00
vil_K	67,57	25,69	15,32	0,00
vil_J	39,61	25,63	15,14	0,00
vil_L	39,61	25,57	15,08	0,00
vil_H	39,61	25,55	15,48	0,00
vil_I	23,30	25,54	15,54	0,00
27	19,81	25,54	15,17	0,00
V.13	1,72	25,78	15,65	0,00
V.12	1,72	25,78	16,08	0,00
V.11	1,72	25,78	15,97	0,00
V.10	1,72	25,78	15,75	0,00
V.9	1,72	25,79	15,64	0,00
V.8	1,72	25,79	15,68	0,00
V.7	1,72	25,79	15,76	0,00
V.6	1,72	25,79	15,91	0,00
V.5	1,72	25,79	16,14	0,00
V.4	1,72	25,79	16,38	0,00
V.3	1,72	25,79	15,88	0,00
V.2	1,72	25,79	15,38	0,00
V.1	1,72	25,79	15,00	0,00
M.C.	3,45	25,79	15,06	0,00
M.B.	3,45	25,79	15,12	0,00
M.A.	3,45	25,79	15,18	0,00
service_medical	3,89	25,79	15,70	0,00
Centr_calcul	8,74	25,79	17,46	0,00
MIAGE	2,61	25,79	17,55	0,00
Amphi_C	0,00	25,79	17,59	0,00
A2	0,00	25,79	17,41	0,00
SAT2	13,09	25,79	17,02	0,00
Sante	4,66	25,79	16,84	0,00
SAT1	2,19	25,79	17,24	0,00
Direc_SAT	3,94	25,79	17,10	0,00
50	0,00	25,79	17,17	0,00
direc_domaine	13,09	25,79	17,03	0,00
SCi_juridiq	4,36	25,79	16,96	0,00
immeub_BU	3,94	25,79	17,00	0,00
SEG	1,30	25,79	17,04	0,00
BAT_A	3,49	25,79	17,08	0,00

Page 15

Résultats aux noeuds à 11:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
BAT_B	4,80	25,79	17,11	0,00
BAT_C	10,49	25,79	17,15	0,00
scolarité	4,36	25,79	17,19	0,00
vanne3'	0,00	25,80	14,82	0,00

Résultats aux arcs à 11:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vannel-8	-275,73	0,16	0,32	Ouvert
dir_CRS-restau1	581,75	0,33	1,26	Ouvert
Rest-piqu_général	560,78	0,32	1,18	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	311,47	0,38	2,47	Ouvert
vilg_D-vilg_C	260,21	0,32	1,77	Ouvert
vilg_C-31	197,30	0,24	1,06	Ouvert
31-vilg_A	197,30	0,24	1,06	Ouvert
vilg_A-vilg_B	134,39	0,16	0,52	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	198,05	0,24	1,07	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	158,44	0,19	0,71	Ouvert
vilg_F-restau2	107,18	0,13	0,34	Ouvert
restau2-vilg_G	95,53	0,12	0,28	Ouvert
vilg_G-fin_rése	44,27	0,05	0,07	Ouvert
vil_K-vil_J	161,93	0,20	0,73	Ouvert
vil_J-vil_L	122,32	0,15	0,44	Ouvert
vil_L-vil_H	82,71	0,10	0,21	Ouvert
vil_H-vil_I	43,10	0,05	0,06	Ouvert
vil_I-27	19,81	0,02	0,01	Ouvert
vanne-vil_K	229,51	0,28	1,40	Ouvert
vannel-vanne2	275,73	0,34	1,97	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	249,31	0,30	1,63	Ouvert
serv_medic-M.A.	32,76	0,04	0,04	Ouvert
M.A. -M.B.	29,31	0,04	0,03	Ouvert
M.B. -M.C.	25,86	0,03	0,02	Ouvert
M.C. -V.1	22,41	0,03	0,02	Ouvert
V.1-V.2	20,69	0,03	0,02	Ouvert
V.2-V.3	18,97	0,02	0,01	Ouvert
V.3-V.4	17,24	0,02	0,01	Ouvert
V.4-V.5	15,52	0,02	0,01	Ouvert
V.5-V.6	13,79	0,02	0,01	Ouvert
V.6-V.7	12,07	0,01	0,01	Ouvert
V.7-V.8	10,35	0,01	0,00	Ouvert
V.8-V.9	8,62	0,01	0,00	Ouvert
V.9-V.10	6,90	0,01	0,00	Ouvert
V.10-V.11	5,17	0,01	0,00	Ouvert

Page 16

Résultats aux arcs à 11:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
V.11-V.12	3,45	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	1,72	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	2,61	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	11,35	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT3	28,48	0,02	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	41,57	0,02	0,01	Ouvert
A2-SAT1	17,13	0,02	0,01	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	14,94	0,02	0,01	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	11,00	0,01	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	11,00	0,01	0,01	Ouvert
direc_do-SCi_ju	2,09	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	6,45	0,01	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	10,39	0,01	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	11,69	0,01	0,01	Ouvert
BAT_A-BAT_B	15,19	0,02	0,01	Ouvert
BAT_B-BAT_C	19,99	0,02	0,02	Ouvert
BAT_C-scolarité	30,47	0,04	0,03	Ouvert
scolarit-vanne3	34,83	0,04	0,04	Ouvert
vanne3-serv_med	36,65	0,04	0,05	Ouvert
Sante-vanne2	46,23	0,03	0,01	Ouvert
vilg_B-vanne3	71,48	0,09	0,16	Ouvert
1	275,73	0,16	0,32	Ouvert
2	584,08	0,34	1,27	Ouvert

Résultats aux noeuds à 12:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vannel	0,00	27,11	17,73	0,00
8	0,00	27,23	18,75	0,00
dir_CROUS	2,33	26,64	15,45	0,00
restau1	20,97	26,52	15,91	0,00
piqu_généraux	0,00	26,33	16,42	0,00
vilg_E	51,26	26,25	16,28	0,00
Piq_M,N	39,61	26,18	16,24	0,00
vilg_F	51,26	26,16	16,45	0,00
restau2	11,65	26,14	16,61	0,00
vilg_G	51,26	26,14	16,63	0,00
vilg_D	51,26	26,18	16,63	0,00
vilg_C	62,91	25,95	16,82	0,00
vilg_B	62,91	25,80	15,81	0,00
vilg_A	62,91	25,81	15,84	0,00
fin_réseau	44,27	26,13	16,54	0,00
31	0,00	25,87	16,15	0,00

Page 17

Résultats aux noeuds à 12:00 Heures: (continu)

ID	Demande	Charge	Pression	Qualité
----	---------	--------	----------	---------

Noeud	M3J	m	m	
vanne2	0,00	25,79	14,48	0,00
vil_K	67,57	25,69	15,32	0,00
vil_J	39,61	25,63	15,14	0,00
vil_L	39,61	25,57	15,08	0,00
vil_H	39,61	25,55	15,48	0,00
vil_I	23,30	25,54	15,54	0,00
27	19,81	25,54	15,17	0,00
V.13	1,72	25,78	15,65	0,00
V.12	1,72	25,78	16,08	0,00
V.11	1,72	25,78	15,97	0,00
V.10	1,72	25,78	15,75	0,00
V.9	1,72	25,79	15,64	0,00
V.8	1,72	25,79	15,68	0,00
V.7	1,72	25,79	15,76	0,00
V.6	1,72	25,79	15,91	0,00
V.5	1,72	25,79	16,14	0,00
V.4	1,72	25,79	16,38	0,00
V.3	1,72	25,79	15,88	0,00
V.2	1,72	25,79	15,38	0,00
V.1	1,72	25,79	15,00	0,00
M.C.	3,45	25,79	15,06	0,00
M.B.	3,45	25,79	15,12	0,00
M.A.	3,45	25,79	15,18	0,00
service_medical	3,89	25,79	15,70	0,00
Centr_calcul	8,74	25,79	17,46	0,00
MIAGE	2,61	25,79	17,55	0,00
Amphi_C	0,00	25,79	17,59	0,00
A2	0,00	25,79	17,41	0,00
SAT2	13,09	25,79	17,02	0,00
Sante	4,66	25,79	16,84	0,00
SAT1	2,19	25,79	17,24	0,00
Direc_SAT	3,94	25,79	17,10	0,00
50	0,00	25,79	17,17	0,00
direc_domaine	13,09	25,79	17,03	0,00
SCi_juridiq	4,36	25,79	16,96	0,00
immeub_BU	3,94	25,79	17,00	0,00
SEG	1,30	25,79	17,04	0,00
BAT_A	3,49	25,79	17,08	0,00
BAT_B	4,80	25,79	17,11	0,00
BAT_C	10,49	25,79	17,15	0,00
scolarité	4,36	25,79	17,19	0,00
vanne3'	0,00	25,80	14,82	0,00

Page 18

Résultats aux arcs à 12:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vannel-8	-275,73	0,16	0,32	Ouvert
dir_CRS-restau1	581,75	0,33	1,26	Ouvert
Rest-piqu_général	560,78	0,32	1,18	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	311,47	0,38	2,47	Ouvert
vilg_D-vilg_C	260,21	0,32	1,77	Ouvert
vilg_C-31	197,30	0,24	1,06	Ouvert
31-vilg_A	197,30	0,24	1,06	Ouvert
vilg_A-vilg_B	134,39	0,16	0,52	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	198,05	0,24	1,07	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	158,44	0,19	0,71	Ouvert
vilg_F-restau2	107,18	0,13	0,34	Ouvert
restau2-vilg_G	95,53	0,12	0,28	Ouvert
vilg_G-fin_rése	44,27	0,05	0,07	Ouvert
vil_K-vil_J	161,93	0,20	0,73	Ouvert
vil_J-vil_L	122,32	0,15	0,44	Ouvert
vil_L-vil_H	82,71	0,10	0,21	Ouvert
vil_H-vil_I	43,10	0,05	0,06	Ouvert
vil_I-27	19,81	0,02	0,01	Ouvert
vanne-vil_K	229,51	0,28	1,40	Ouvert
vannel-vanne2	275,73	0,34	1,97	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	249,31	0,30	1,63	Ouvert
serv_medic-M.A.	32,76	0,04	0,04	Ouvert
M.A. -M.B.	29,31	0,04	0,03	Ouvert
M.B. -M.C.	25,86	0,03	0,02	Ouvert
M.C. -V. 1	22,41	0,03	0,02	Ouvert
V. 1-V. 2	20,69	0,03	0,02	Ouvert
V. 2-V. 3	18,97	0,02	0,01	Ouvert
V. 3-V. 4	17,24	0,02	0,01	Ouvert
V. 4-V. 5	15,52	0,02	0,01	Ouvert
V. 5-V. 6	13,79	0,02	0,01	Ouvert
V. 6-V. 7	12,07	0,01	0,01	Ouvert
V. 7-V. 8	10,35	0,01	0,00	Ouvert
V. 8-V. 9	8,62	0,01	0,00	Ouvert
V. 9-V. 10	6,90	0,01	0,00	Ouvert
V. 10-V. 11	5,17	0,01	0,00	Ouvert
V. 11-V. 12	3,45	0,00	0,00	Ouvert
V. 12-V. 13	1,72	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	2,61	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	11,35	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT3	-28,48	0,02	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	-41,57	0,02	0,01	Ouvert
A2-SAT1	17,13	0,02	0,01	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	14,94	0,02	0,01	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	11,00	0,01	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	11,00	0,01	0,01	Ouvert

Page 19

Résultats aux arcs à 12:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
direc_do-SCi_ju	2,09	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	6,45	0,01	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	10,39	0,01	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	11,69	0,01	0,01	Ouvert
BAT_A-BAT_B	15,19	0,02	0,01	Ouvert
BAT_B-BAT_C	19,99	0,02	0,02	Ouvert
BAT_C-scolarité	30,47	0,04	0,03	Ouvert
scolarit-vanne3	34,83	0,04	0,04	Ouvert
vanne3-serv_med	36,65	0,04	0,05	Ouvert
Sante-vanne2	46,23	0,03	0,01	Ouvert
vilg_B-vanne3	71,48	0,09	0,16	Ouvert

Résultats aux noeuds à 13:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,26	17,88	0,00
8	0,00	27,27	18,80	0,00
dir_CROUS	0,70	27,21	16,02	0,00
restau1	6,30	27,20	16,59	0,00
piqu_généraux	0,00	27,18	17,26	0,00
vilg_E	15,40	27,17	17,21	0,00
Piq_M,N	11,90	27,16	17,22	0,00
vilg_F	15,40	27,16	17,45	0,00
restau2	3,50	27,16	17,63	0,00
vilg_G	15,40	27,16	17,65	0,00
vilg_D	15,40	27,16	17,61	0,00
vilg_C	18,90	27,14	18,01	0,00
vilg_B	18,90	27,12	17,13	0,00
vilg_A	18,90	27,12	17,15	0,00
fin_réseau	13,30	27,16	17,56	0,00
31	0,00	27,13	17,41	0,00
vanne2	0,00	27,12	15,81	0,00
vil_K	20,30	27,11	16,74	0,00
vil_J	11,90	27,10	16,61	0,00
vil_L	11,90	27,10	16,61	0,00
vil_H	11,90	27,09	17,02	0,00
vil_I	7,00	27,09	17,09	0,00
27	5,95	27,09	16,72	0,00
V.13	0,52	27,12	16,98	0,00
V.12	0,52	27,12	17,42	0,00
V.11	0,52	27,12	17,31	0,00
V.10	0,52	27,12	17,08	0,00

Page 20

Résultats aux noeuds à 13:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
V.9	0,52	27,12	16,97	0,00
V.8	0,52	27,12	17,01	0,00
V.7	0,52	27,12	17,09	0,00
V.6	0,52	27,12	17,24	0,00
V.5	0,52	27,12	17,48	0,00
V.4	0,52	27,12	17,71	0,00
V.3	0,52	27,12	17,21	0,00
V.2	0,52	27,12	16,72	0,00
V.1	0,52	27,12	16,33	0,00
M.C.	1,04	27,12	16,39	0,00
M.B.	1,04	27,12	16,45	0,00
M.A.	1,04	27,12	16,51	0,00
service_medical	1,17	27,12	17,02	0,00
Centr_calcul	2,63	27,12	18,79	0,00
MIAGE	0,78	27,12	18,88	0,00
Amphi_C	0,00	27,12	18,92	0,00
A2	0,00	27,12	18,74	0,00
SAT2	3,93	27,12	18,35	0,00
Sante	1,40	27,12	18,17	0,00
SAT1	0,66	27,12	18,57	0,00
Direc_SAT	1,18	27,12	18,43	0,00
50	0,00	27,12	18,50	0,00
direc_domaine	3,93	27,12	18,36	0,00
SCi_juridiq	1,31	27,12	18,29	0,00
immeub_BU	1,18	27,12	18,33	0,00
SEG	0,39	27,12	18,37	0,00
BAT_A	1,05	27,12	18,41	0,00
BAT_B	1,44	27,12	18,45	0,00
BAT_C	3,15	27,12	18,49	0,00
scolarité	1,31	27,12	18,52	0,00
vanne3'	0,00	27,12	16,14	0,00

Résultats aux arcs à 13:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vannel-8	82,84	0,05	0,03	Ouvert
dir_CRS-restaul	174,78	0,10	0,14	Ouvert
Rest-piqu_général	168,48	0,10	0,13	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	93,58	0,11	0,27	Ouvert
vilg_D-vilg_C	78,18	0,10	0,19	Ouvert
vilg_C-31	59,28	0,07	0,11	Ouvert
31-vilg_A	59,28	0,07	0,11	Ouvert
vilg_A-vilg_B	40,38	0,05	0,06	Ouvert

Page 21

Résultats aux arcs à 13:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vilg_E-Piq_M,N	59,50	0,07	0,12	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	47,60	0,06	0,08	Ouvert
vilg_F-restau2	32,20	0,04	0,04	Ouvert
restau2-vilg_G	28,70	0,03	0,03	Ouvert
vilg_G-fin_rése	13,30	0,02	0,01	Ouvert
vil_K-vil_J	48,65	0,06	0,08	Ouvert
vil_J-vil_L	36,75	0,04	0,05	Ouvert
vil_L-vil_H	24,85	0,03	0,02	Ouvert
vil_H-vil_I	12,95	0,02	0,01	Ouvert
vil_I-27	5,95	0,01	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	68,95	0,08	0,15	Ouvert
vanne1-vanne2	82,84	0,10	0,21	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	74,90	0,09	0,18	Ouvert
serv_medic-M.A.	9,84	0,01	0,00	Ouvert
M.A. -M.B.	8,81	0,01	0,00	Ouvert
M.B. -M.C.	7,77	0,01	0,00	Ouvert
M.C. -V. 1	6,73	0,01	0,00	Ouvert
V.1-V.2	6,22	0,01	0,00	Ouvert
V.2-V.3	5,70	0,01	0,00	Ouvert
V.3-V.4	5,18	0,01	0,00	Ouvert
V.4-V.5	4,66	0,01	0,00	Ouvert
V.5-V.6	4,14	0,01	0,00	Ouvert
V.6-V.7	3,63	0,00	0,00	Ouvert
V.7-V.8	3,11	0,00	0,00	Ouvert
V.8-V.9	2,59	0,00	0,00	Ouvert
V.9-V.10	2,07	0,00	0,00	Ouvert
V.10-V.11	1,55	0,00	0,00	Ouvert
V.11-V.12	1,04	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	0,52	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	0,78	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	3,41	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	8,55	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	12,49	0,01	0,00	Ouvert
A2-SAT1	5,15	0,01	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	4,49	0,01	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	3,30	0,00	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	3,30	0,00	0,00	Ouvert
direc_do-SCi_ju	0,63	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	1,94	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	3,12	0,00	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	3,51	0,00	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	4,56	0,01	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	6,01	0,01	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	9,16	0,01	0,00	Ouvert
scolarit-vanne3	10,46	0,01	0,00	Ouvert

Page 22

Résultats aux arcs à 13:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vanne3-serv_med	11,01	0,01	0,01	Ouvert
Sante-vanne2	13,89	0,01	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	21,48	0,03	0,02	Ouvert
1	82,84	0,05	0,03	Ouvert
2	175,48	0,10	0,14	Ouvert

Résultats aux noeuds à 14:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,27	17,89	0,00
8	0,00	27,28	18,80	0,00
dir_CROUS	0,47	27,25	16,06	0,00
restau1	4,23	27,24	16,63	0,00
piqu_généraux	0,00	27,23	17,32	0,00
vilg_E	10,34	27,23	17,26	0,00
Piq_M,N	7,99	27,22	17,28	0,00
vilg_F	10,34	27,22	17,51	0,00
restau2	2,35	27,22	17,69	0,00
vilg_G	10,34	27,22	17,72	0,00
vilg_D	10,34	27,22	17,67	0,00
vilg_C	12,69	27,21	18,09	0,00
vilg_B	12,69	27,20	17,21	0,00
vilg_A	12,69	27,20	17,24	0,00
fin_réseau	8,93	27,22	17,63	0,00
31	0,00	27,21	17,49	0,00
vanne2	0,00	27,20	15,90	0,00
vil_K	13,63	27,20	16,83	0,00
vil_J	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_L	7,99	27,19	16,70	0,00
vil_H	7,99	27,19	17,12	0,00
vil_I	4,70	27,19	17,18	0,00
27	3,99	27,19	16,82	0,00
V.13	0,35	27,20	17,07	0,00
V.12	0,35	27,20	17,50	0,00
V.11	0,35	27,20	17,39	0,00
V.10	0,35	27,20	17,17	0,00
V.9	0,35	27,20	17,05	0,00
V.8	0,35	27,20	17,09	0,00
V.7	0,35	27,20	17,17	0,00
V.6	0,35	27,20	17,33	0,00
V.5	0,35	27,20	17,56	0,00
V.4	0,35	27,20	17,79	0,00
V.3	0,35	27,20	17,30	0,00
V.2	0,35	27,20	16,80	0,00

Page 23

Résultats aux noeuds à 14:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
V.1	0,35	27,20	16,41	0,00
M.C.	0,70	27,20	16,47	0,00
M.B.	0,70	27,20	16,53	0,00
M.A.	0,70	27,20	16,59	0,00
service_medical	0,78	27,20	17,11	0,00
Centr_calcul	1,76	27,20	18,87	0,00
MIAGE	0,53	27,20	18,96	0,00
Amphi_C	0,00	27,20	19,01	0,00
A2	0,00	27,20	18,83	0,00
SAT2	2,64	27,20	18,44	0,00
Sante	0,94	27,20	18,26	0,00
SAT1	0,44	27,20	18,66	0,00
Direc_SAT	0,79	27,20	18,52	0,00
50	0,00	27,20	18,59	0,00
direc_domaine	2,64	27,20	18,45	0,00
SCi_juridiq	0,88	27,20	18,38	0,00
immeub_BU	0,79	27,20	18,42	0,00
SEG	0,26	27,20	18,45	0,00
BAT_A	0,71	27,20	18,49	0,00
BAT_B	0,97	27,20	18,53	0,00
BAT_C	2,12	27,20	18,57	0,00
scolarité	0,88	27,20	18,61	0,00
vanne3'	0,00	27,20	16,22	0,00

Résultats aux arcs à 14:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
vanel-8	55,62	0,03	0,02	Ouvert
dir_CRS-restau1	117,35	0,07	0,07	Ouvert
Rest-piqu_général	113,12	0,07	0,06	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	62,83	0,08	0,13	Ouvert
vilg_D-vilg_C	52,49	0,06	0,09	Ouvert
vilg_C-31	39,80	0,05	0,05	Ouvert
31-vilg_A	39,80	0,05	0,05	Ouvert
vilg_A-vilg_B	27,11	0,03	0,03	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	39,95	0,05	0,05	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	31,96	0,04	0,04	Ouvert
vilg_F-restau2	21,62	0,03	0,02	Ouvert
restau2-vilg_G	19,27	0,02	0,01	Ouvert
vilg_G-fin_rése	8,93	0,01	0,00	Ouvert
vil_K-vil_J	32,67	0,04	0,04	Ouvert
vil_J-vil_L	24,68	0,03	0,02	Ouvert
vil_L-vil_H	16,68	0,02	0,01	Ouvert

Résultats aux arcs à 14:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vil_H-vil_I	8,69	0,01	0,00	Ouvert
vil_I-27	3,99	0,00	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	46,29	0,06	0,07	Ouvert
vanne1-vanne2	55,62	0,07	0,10	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	50,29	0,06	0,08	Ouvert
serv_medic-M.A.	6,61	0,01	0,00	Ouvert
M.A.-M.B.	5,91	0,01	0,00	Ouvert
M.B.-M.C.	5,22	0,01	0,00	Ouvert
M.C.-V.1	4,52	0,01	0,00	Ouvert
V.1-V.2	4,17	0,01	0,00	Ouvert
V.2-V.3	3,83	0,00	0,00	Ouvert
V.3-V.4	3,48	0,00	0,00	Ouvert
V.4-V.5	3,13	0,00	0,00	Ouvert
V.5-V.6	2,78	0,00	0,00	Ouvert
V.6-V.7	2,43	0,00	0,00	Ouvert
V.7-V.8	2,09	0,00	0,00	Ouvert
V.8-V.9	1,74	0,00	0,00	Ouvert
V.9-V.10	1,39	0,00	0,00	Ouvert
V.10-V.11	1,04	0,00	0,00	Ouvert
V.11-V.12	0,70	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	0,35	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	0,53	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	2,29	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	5,74	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	8,39	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT1	3,45	0,00	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	3,01	0,00	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	2,22	0,00	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	2,22	0,00	0,00	Ouvert
direc_do-SCi_ju	0,42	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	1,30	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	2,10	0,00	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	2,36	0,00	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	3,06	0,00	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	4,03	0,00	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	6,15	0,01	0,00	Ouvert
scolarit-vanne3	7,03	0,01	0,00	Ouvert
vanne3-serv_med	7,39	0,01	0,00	Ouvert
Sante-vanne2	9,33	0,01	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	14,42	0,02	0,01	Ouvert

Page 25

Résultats aux noeuds à 15:00 Heures:

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
vanne1	0,00	27,28	17,89	0,00
8	0,00	27,28	18,80	0,00
dir_CROUS	0,23	27,27	16,08	0,00
restau1	2,07	27,27	16,66	0,00
piqu_généraux	0,00	27,27	17,35	0,00
vilg_E	5,06	27,27	17,30	0,00
Piq_M,N	3,91	27,26	17,32	0,00
vilg_F	5,06	27,26	17,56	0,00
restau2	1,15	27,26	17,73	0,00
vilg_G	5,06	27,26	17,76	0,00
vilg_D	5,06	27,26	17,71	0,00
vilg_C	6,21	27,26	18,14	0,00
vilg_B	6,21	27,26	17,27	0,00
vilg_A	6,21	27,26	17,29	0,00
fin_réseau	4,37	27,26	17,67	0,00
31	0,00	27,26	17,54	0,00
vanne2	0,00	27,26	15,95	0,00
vil_K	6,67	27,26	16,89	0,00
vil_J	3,91	27,26	16,77	0,00
vil_L	3,91	27,26	16,77	0,00
vil_H	3,91	27,26	17,19	0,00
vil_I	2,30	27,26	17,25	0,00
27	1,96	27,26	16,88	0,00
V.13	0,17	27,26	17,12	0,00
V.12	0,17	27,26	17,56	0,00
V.11	0,17	27,26	17,45	0,00
V.10	0,17	27,26	17,22	0,00
V.9	0,17	27,26	17,11	0,00
V.8	0,17	27,26	17,15	0,00
V.7	0,17	27,26	17,23	0,00
V.6	0,17	27,26	17,39	0,00
V.5	0,17	27,26	17,62	0,00
V.4	0,17	27,26	17,85	0,00
V.3	0,17	27,26	17,35	0,00
V.2	0,17	27,26	16,86	0,00
V.1	0,17	27,26	16,47	0,00
M.C.	0,34	27,26	16,53	0,00
M.B.	0,34	27,26	16,59	0,00
M.A.	0,34	27,26	16,65	0,00
service_medical	0,38	27,26	17,16	0,00
Centr_calcul	0,86	27,26	18,93	0,00
MIAGE	0,26	27,26	19,02	0,00
Amphi_C	0,00	27,26	19,06	0,00
A2	0,00	27,26	18,88	0,00
SAT2	1,29	27,26	18,49	0,00
Sante	0,46	27,26	18,31	0,00

Page 26

Résultats aux noeuds à 15:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande M3J	Charge m	Pression m	Qualité
SAT1	0,22	27,26	18,71	0,00
Direc_SAT	0,39	27,26	18,57	0,00
50	0,00	27,26	18,64	0,00
direc_domaine	1,29	27,26	18,50	0,00
SCi_juridiq	0,43	27,26	18,43	0,00
immeub_BU	0,39	27,26	18,47	0,00
SEG	0,13	27,26	18,51	0,00
BAT_A	0,35	27,26	18,55	0,00
BAT_B	0,47	27,26	18,59	0,00
BAT_C	1,04	27,26	18,63	0,00
scolarité	0,43	27,26	18,66	0,00
vanne3'	0,00	27,26	16,28	0,00

Résultats aux arcs à 15:00 Heures:

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
vannel-8	27,22	0,02	0,00	Ouvert
dir_CRS-restaul	57,43	0,03	0,02	Ouvert
Rest-piqu_général	55,36	0,03	0,02	Ouvert
piqu_gén-vilg_D	30,75	0,04	0,03	Ouvert
vilg_D-vilg_C	25,69	0,03	0,02	Ouvert
vilg_C-31	19,48	0,02	0,01	Ouvert
31-vilg_A	19,48	0,02	0,01	Ouvert
vilg_A-vilg_B	13,27	0,02	0,01	Ouvert
vilg_E-Piq_M,N	19,55	0,02	0,01	Ouvert
Piq_M,N-vilg_F	15,64	0,02	0,01	Ouvert
vilg_F-restau2	10,58	0,01	0,00	Ouvert
restau2-vilg_G	9,43	0,01	0,00	Ouvert
vilg_G-fin_rése	4,37	0,01	0,00	Ouvert
vil_K-vil_J	15,99	0,02	0,01	Ouvert
vil_J-vil_L	12,08	0,01	0,01	Ouvert
vil_L-vil_H	8,16	0,01	0,00	Ouvert
vil_H-vil_I	4,26	0,01	0,00	Ouvert
vil_I-27	1,96	0,00	0,00	Ouvert
vanne-vil_K	22,65	0,03	0,02	Ouvert
vannel-vanne2	27,22	0,03	0,03	Ouvert
piqu_gén_vilg_E	24,61	0,03	0,02	Ouvert
serv_medic-M.A.	3,23	0,00	0,00	Ouvert
M.A. -M.B.	2,89	0,00	0,00	Ouvert
M.B. -M.C.	2,55	0,00	0,00	Ouvert
M.C. -V.1	2,21	0,00	0,00	Ouvert
V.1-V.2	2,04	0,00	0,00	Ouvert
V.2-V.3	1,87	0,00	0,00	Ouvert

Résultats aux arcs à 15:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit M3J	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
V.3-V.4	1,70	0,00	0,00	Ouvert
V.4-V.5	1,53	0,00	0,00	Ouvert
V.5-V.6	1,36	0,00	0,00	Ouvert
V.6-V.7	1,19	0,00	0,00	Ouvert
V.7-V.8	1,02	0,00	0,00	Ouvert
V.8-V.9	0,85	0,00	0,00	Ouvert
V.9-V.10	0,68	0,00	0,00	Ouvert
V.10-V.11	0,51	0,00	0,00	Ouvert
V.11-V.12	0,34	0,00	0,00	Ouvert
V.12-V.13	0,17	0,00	0,00	Ouvert
AmphiC-MIAGE	0,00	0,00	0,00	Ouvert
MIAGE-centr_cal	0,26	0,00	0,00	Ouvert
Centr_cal-A2	1,12	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT3	2,81	0,00	0,00	Ouvert
SAT3-Sante	4,10	0,00	0,00	Ouvert
A2-SAT1	1,69	0,00	0,00	Ouvert
SAT1-Dire_SAT	1,47	0,00	0,00	Ouvert
Direc_SAT-SAT2	1,09	0,00	0,00	Ouvert
SAT2-direc_doma	1,09	0,00	0,00	Ouvert
direc_do-SCi_ju	0,21	0,00	0,00	Ouvert
SCi_juri-immeub	0,64	0,00	0,00	Ouvert
immeub_BU-SEG	1,03	0,00	0,00	Ouvert
SEG-BAT_A	1,15	0,00	0,00	Ouvert
BAT_A-BAT_B	1,50	0,00	0,00	Ouvert
BAT_B-BAT_C	1,97	0,00	0,00	Ouvert
BAT_C-scolarité	3,01	0,00	0,00	Ouvert
scolarit-vanne3	3,44	0,00	0,00	Ouvert
vanne3-serv_med	3,62	0,00	0,00	Ouvert
Sante-vanne2	4,56	0,00	0,00	Ouvert
vilg_B-vanne3	7,06	0,01	0,00	Ouvert
1	27,22	0,02	0,00	Ouvert
2	57,66	0,03	0,02	Ouvert

C : TOPOGRAPHIE

1 : Fiche du levé topographique adduction d'eau potable :

points		Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points
			fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-		
PIQ UFR	37,4		1102	913					10	A1
			728							
		82,1					0	-518		
33	44,8		1500	1278	1655	1431			9,482	33
	44,7		1052		1208					
		109,8					0	-287		
amphi C	29,2		1980	1834	1890	1565			9,195	amphi C
	65		1688		1240					
		62,7					181	0		
A2	35,2		2200	2022	1808	1653			9,376	A2
	33,5		1848		1473					
		80,7					392	0		
SAT3	40,2		1807	1606	1855	1630			9,768	SAT3
	45,5		1405		1400					
		87,7					0	-19		
34	40,1		1356	1152	1865	1625			9,749	34
	47,5		955		1390					
		65,8					199	0		
santé	18,8		1510	1415	1082	953			9,948	santé
	25,7		1322		825					
		36,7					84	0		
vanne 2	0				1421	1331			12,308	vanne 2
	17,9				1242					

points		Dist,	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points
			fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-		
A2	38		1910	1780					9,376	A2
			1530							
		81,5					170	0		
sat1	43,3		2083	1860	1830	1610			9,546	sat1
	43,5		1650		1395					
		88,3					280	0		
Science Juridique	60		1905	1605	1805	1580			9,826	Science Juridique
	45		1305		1355					
		108					0	-230		
SCOLARITE	47,5		1730	1495	2075	1835			9,596	SCOLARITE
	48		1255		1595					
		88					1150	0		
35	47,8		1730	1493	550	345			10,746	35
	40,5		1252		145					
		95,8					0	-339		
36	71,5		1870	1420	2050	1832			10,407	36
	48		1155		1570					
		99,5					275	0		
37	35		1601	1430	1285	1145			10,682	37
	28		1251		1005					
		87,5					521	0		
Route 1	23,8		950	832	1275	909			11,203	Route 1
	52,5		712		750					
		59,6					0	-213		
38	42,2		2170	1960	1223	1045			10,99	38
	35,8		1748		865					
		96,5					559	0		
39	41		1732	1530	1678	1401			11,549	39
	54,3		1322		1135					
		94					245	0		
V1	39,6		1688	1490	1550	1285			11,794	V1
	53		1292		1020					
		96,3					0	-390		
V2	45		1122	899	2162	1880			11,404	V2
	56,7		672		1595					
		92					0	-996		
V4	41		1905	1700	2130	1895			10,408	V4
	47		1495		1660					
		97,2					582	0		
40	52,3		2170	1910	1400	1118			10,99	40
	56,2		1647		838					
		105,6					159	0		
V9	51,7		1555	1298	2018	1751			11,149	V9
	53,3		1038		1485					
		101,1					0	-447		
41	51		2122	1870	1991	1745			10,702	41
	49,4		1612		1497					

points		Dist,	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points
			fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-		
20	32,6		1228	1450					11,203	20
			902							
		57,1					0	-170		
21	54		2042	1772	1740	1620			11,033	21
	24,5		1502		1495					
		81					0	-50		
vanne 3	54				1955	1822			10,983	vanne 3
	27		1685							
		72,5					10	0		
B	54				1855	1762			10,993	B
	18,5		1670							
		86					0	-26		
A	24,5		1360	1240	1955	1798			10,967	A
	32		1115		1635					
		56,5					0	-245		
31	36,5		1415	1235	1645	1485			10,722	31
	32		1050		1325					
		74,3					0	-597		
C	27,5		1420	1278	2020	1832			10,125	C
	37,8		1145		1642					
		59,3					0	-552		
30	38		2410	2222	1988	1830			9,573	30
	31,8		2030		1670					
		73,5					982	0		
D	35		1985	1810	1415	1240			10,555	D
	35,5		1635		1060					
		51,8					130	0		
PG	35				1778	1680			10,685	PG
	16,8				1610					
		61					231	0		
P1	28		1620	1480	1700	1579			10,916	P1
	26		1340		1440					
		52,2					47	0		
E	42,2		1705	1483	1553	1433			10,963	E
	24,2		1283		1311					
		57,9					0	-20		
Piqu M,N	0				1580	1503			10,943	Piqu M,N
	15,7				1423					
		34,3					0	-235		
F	18,4		1415	1323	1885	1718			10,708	F
	34,3		1231		1542					
		50,9					0	-177		
Restau 2	40		1745	1545	1710	1500			10,531	Restau 2
	32,5		1345		1385					
		32,9					0	-100		
vers G à 8 m	40				1601	1645			10,431	vers G à 8 m
	7,1				1530					
		68,4					163	0		
32=fin reseau					1525	1382			10,594	32=fin reseau
	28,4				1241					

points	Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-		
PG	29,8		1540	1388				10,685	PG
			1242						
	66,8					83	0		
18	48,8		1850	1605	1490	1305		10,768	18
	37		1362		1120				
	91,6					0	-158		
34	53,5		2110	1845	1978	1763		10,61	34
	42,8		1575		1550				
	84					305	0		
35	44		2135	1913	1690	1540		10,915	35
	30,5		1695		1385				
	93					248	0		
36	29		1992	1849	1910	1665		11,163	36
	49		1702		1420				
	60,8					414	0		
28	17,4		1635	1548	1593	1435		11,577	28
	31,8		1461		1275				
	35,4					0	-87		
L	32		1632	1462	1725	1635		11,49	L
	18		1312		1545				
	69					0	-73		
29	26,9		1490	1355	1720	1535		11,417	29
	37		1221		1350				
	60,8					75	0		
J	39		1525	1330	1449	1280		11,492	J
	33,9		1135		1110				
	81,4					0	-120		
K	28		1482	1342	1662	1450		11,372	K
	42,4		1202		1238				
	55,2					0	-366		
I	30		1598	1448	1842	1708		11,006	I
	27,2		1298		1570				
	61,3					0	-47		
27	39,5		2065	1870	1651	1495		10,959	27
	31,3		1670		1338				
	73					112	0		
H	28,7		1792	1650	1925	1758		11,071	H
	33,5		1505		1590				
	68,2					688	0		
28	0				1165	962		11,759	28
	39,5				770				

points	Dist,	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points	
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-			
17	41,8	96,3	1828	1620			580	0	10,61	17
	0		1410							
16	40,5	90,7	1435	1232	1310	1040	287	0	11,19	16
	54,5		1030		765					
route 2	27,5	63,5	1380	1245	1200	945	0	-725	11,477	route 2
	50,2		1105		698					
15	43,3	94,3	1582	1365	2150	1970	0	-290	10,752	15
	36		1149		1790					
14	30,5	104,5	1885	1745	1910	1655	760	0	10,462	14
	51		1580		1400					
13	45,3	70,3	1168	942	1355	985	0	-723	11,222	13
	74		715		615					
12	41,8	78	1930	1722	1790	1665	0	-406	10,499	12
	25		1512		1540					
11	26,2	50,4	1372	1242	2310	2128	0	-248	10,093	11
	36,2		1110		1948					
10	0	23,5			1610	1490	0	-470	9,845	10
	24,2				1368					
9	52	118,3	1542	1822	1830	1712	100	0	9,375	9
	23,5		1022		1595					
8	66,5	150,5	1910	1575	2055	1722	25	0	9,475	8
	66,3		1245		1392					
7	62	110,9	1525	1210	1970	1550	140	0	9,5	7
	84		905		1130					
6	68,6	103,6	2780	2439	1464	1070	744	0	9,64	6
	48,9		2094		975					
vanne 1	60,5	152,4	2210	1905	1870	1695	464	0	10,384	vanne 1
	35		1605		1520					
4	107,5	217	1385	805	1905	1441	0	-1575	10,848	4
	91,9		310		986					
3	49,5	110,7	1963	1715	2935	2380	597	0	9,273	3
	109,5		1468		1840					
2	50,8	87,8	1790	1535	1420	1118	180	0	9,87	2
	61,2		1282		808					
1	30,9	68,7	1122	965	1540	1355	0	-725	10,05	1
	37		813		1170					
0	37,8	48,9	1768	1480	1878	1690	229	0	9,325	0
	37,8		1390		1500					
Piq CROUS	0				1307	1251			9,554	A
	11,1				1196					

2 : Fiche du levé topographique assainissement :

points		Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes m	Points
			fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-		
vanne 1	43		1975	1761					10,384	vanne 1
	0		1545							
		104,5					0	-167		
19	31,5		455	299	2235	1928			10,217	19
	61,5		140		1620					
		85,2					0	-1616		
20	40		2540	2330	2182	1915			8,601	20
	53,7		2140		1645					
		72,5					2102	0		
route 3	45,4		2675	2445	365	228			10,703	route 3
	32,5		2221		40					
		77,4					860	0		
22	0				1745	1585			11,563	22
	32				1425					
		61,6					955	0		
23	44		1970	1700	1800	1490			12,518	23
	61,6		1530		1184					
		71,5					0	-340		
24	42		2085	1878	2175	2040			12,178	24
	27,5		1665		1900					
		90					168	0		
25	37,2		1917	1730	1950	1710			12,346	25
	48		1545		1470					
		63,2					170	0		
26	18,1		1673	1533	1690	1560			12,516	26
	26		1492		1430					
		44,7					0	-208		
vanne 2	35		2525	2350	1875	1741			12,308	vanne 2
	26,6		2175		1609					
		73,5					585	0		
K	0				1955	1765			11,372	K
	38,5				1570					

points	Dist.	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
SC	24	1595	1475					10	SC	7,5	2,5
		1355									
	41,2					0	-167				
1	16,2	1411	1331	1728	1642			9,833	1		9,833
		17,2		1249		1556					
	43,6					333	0				
R1	25,5	1420	1300	1135	998			10,166	R1	1,805	8,361
		27,4		1165		861					
	42					0	-42				
R2	48,4	1770	1525	1425	1342			10,124	R2	1,2	8,924
		16,5		1286		1260					
	69,1					0	-355				
2	32,3	1455	1295	2130	1880			9,769	2		9,769
		20,7		1132		1923					
	65					0	-5				
SR1	31,5	1275	1120	1462	1300			9,764	SR1	4	5,764
		32,7		960		1135					
	4					136	0				
R3	0			1131	984			9,9	R3	4	5,9
		29,7		834							
	73,8					0	-645				
R4	23,2	2172	2052	1985	1765			9,255	R4	3	6,255
		42,3		1940		1562					
	36,9					557	0				
R5	15	1312	1238	1562	1495			9,812	R5	3	6,812
		13,7		1162		1425					
	32,9					138	0				
R6	31	1710	1505	1188	1100			9,95	R6	3	6,95
		17,9		1400		1009					
	52					97	0				
R7	21,8	1840	1732	1510	1408			10,047	R7	3	7,047
		21		1622		1300					
	41,2					510	0				
R8	20,8	1470	1365	1322	1222			10,557	R8	3,5	7,057
		19,4		1262		1128					
	39,3					537	0				
R9	16,5	940	860	920	828			11,094	R9	3,5	7,594
		18,5		775		735					
	42					0	-50				
R10	19,2	1540	1442	1040	910			11,044	R10	3,5	7,544
		25,5		1348		785					
	30,2					0	-340				
R11	17,8	428	340	1838	1782			10,704	R11	3,5	7,204
		11		250		1728					
	22,8					0	-618				
R12	0			982	958			10,086	R12	1,2	8,886
		5		932							
	13					0	-758				
R13	26,5	1500	1365	1162	1098			9,328	R13	1,1	8,228
		13		1235		1032					
	18,5					10	0				
R14	0			1395	1355			9,338	R14	1	8,338
		8		1315							
	36					120	0				

R15	0	13,7			1292	1245			9,458	R15	1	8,458
	9,5				1197							
R16	4,7	12,2		1248	1342	935			9,888	R16	1,13	8,758
	13,7				1295							
					1065							
R17	0	18,5			1140	1105			10,031	R17	1,25	8,781
	7,5				1065							
R18	0	7,3			1150	1020			10,259	R18	1,25	9,009
	26				890							
R19	0	4,7			1108	940			10,567	R19	1,48	9,087
	33,3				775							
R20	0	5,1			1080	890			10,925	R20	1,46	9,465
	38				700							
R21	0				1056	842			11,331	R21	1,52	9,811
	43,1				625							

points	Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
R11	25	390	266					10,704	R11	3,5	7,204
		140									
	39,9					0	-786				
R22	20,9	708	605	1125	1052			9,918	R22	2,2	7,718
		499		976							
	41,6					0	-565				
R23	20,2	1011	910	1272	1170			9,353	R23	2,1	7,253
		809		1065							
	53,2					0	-7				
R24	22	1892	1788	1030	917			9,346	R24	2	7,346
		1672		700							
	41,5					846	0				
R25	9,6	1238	1190	1042	942			10,192	R25	2,1	8,092
		1142		847							
	42,1					240	0				
3	5,7	1872	1842	1110	950			10,432	3		10,432
		1815		785							
	11,7					640	0				
Rcol MU	0			1232	1202			11,072	Rcol MU	3	8,072
		6		1172							

points	Dist,	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	0
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
R3	14,4	1478	1408					9,9	R3	4	5,9
		1334									
	30,2					86	0				
R26	22,8	1610	1498	1400	1322			9,986	R26	2,3	7,686
	15,8	1382		1242							
	51,1					290	0				
R27	19,3	1495	1400	1348	1208			10,276	R27	2,3	7,976
	28,3	1302		1065							
	40,8					0	-145				
R28	0			1650	1545			10,131	R28	2	8,131
	21,5			1435							

points	Dist,	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
R1	11,2	1224	1168					10,166	R1	1,805	8,361
		1112									
	21,8					0	-247				
R29	9,8	1284	1235	1468	1415			9,919	R29	1,45	8,469
	10,6	1186		1362							
	21					27	0				
R30	13,8	1266	1192	1262	1208			9,946	R30	1,4	8,546
	11,2	1128		1150							
	28,6					124	0				
R31	14,1	1156	1085	1143	1068			10,07	R31	1,35	8,72
	14,8	1015		995							
	31,8					104	0				
R32	12,3	1608	1545	1069	981			10,174	R32	1	9,174
	17,7	1485		892							
	25,1					111	0				
x	21,4	1412	1305	1500	1434			10,285	x		10,285
	12,8	1198		1372							
	55,4					0	-393				
xx	23,5	2182	2062	1868	1698			9,892	xx		9,892
	34	1947		1528							
	41,3					264	0				
R35	0			1886	1798			10,156	R35	1,18	8,976
	17,8			1708							

points	Dist.	lectures arriére		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
SC	41,2	1632	1425					10	SC	7,5	2,5
		1220									
	93,2					193	0				
4	34	1808	1640	1492	1232			10,193	4		10,193
	52	1468		972							
	76,8					188	0				
SR2	0			1668	1452			10,381	SR2	5	5,381
	42,8			1240							
	3					187	0				
Rcoll2	19	958	862	1692	1453			10,568	Rcoll2	5	5,568
	47	768		1222							
	33,6					0	-273				
R35	15	1490	1415	1208	1135			10,295	R35	2,018	8,277
	14,6	1340		1062							
	31,4					0	-50				
R36	5,7	1492	1415	1546	1465			10,245	R36	2	8,245
	16,4	1435		1382							
	23,4					163	0				
R37	14,1	1631	1560	1342	1252			10,408	R37	2	8,408
	17,7	1490		1165							
	34,1					120	0				
R38	16	1535	1455	1540	1440			10,528	R38	1,9	8,628
	20	1375		1340							
	33					200	0				
R39	0			1340	1255			10,728	R39	1,96	8,768
	17			1170							
SR2	19,6	1048	950					10,381	SR2	5	5,381
	0	852									
	18,2					0	-410				
R41	0			1450	1360			10,576	R41	1,74	8,836
	18,1			1269							
	33,7					0	-312				
R40	32,5	2115	1950	1385	1262			9,971	R40	1,73	8,241
	13,3	1790		1252							
	68					605	0				
R42	0			1520	1345			9,971	R42	1,73	6,5
	35,5			1165							

points	Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
SC	11,9	1427	1362					10	SC	7,5	2,5
		1308									
	24,5					109	0				
R43	18	1322	1232	1318	1253			10,109	R43	0,5	9,609
	12,6	1142		1192							
	34,8					0	-10				
R44	14,6	1408	1337	1328	1242			10,099	R44	1,05	9,049
	16,8	1262		1160							
	35,4					89	0				
R45	23,1	1240	1123	1350	1248			10,188	R45	1	9,188
	20,8	1009		1142							
	41,9					25	0				
R46	19,3	2348	2250	1190	1098			10,213	R46	1	9,213
	18,8	2155		1002							
	100,7					328	0				
R47	0			2028	1922			10,541	R47	0,75	9,791
	81,4			1214							

points	Dist,	lectures arrière		lectures avant		Dénivelées		côtes radier m	Points	PROF	côtes du fond m
		fil stad	fil nivel	fil stad	fil nivel	+	-				
R2	8,9	1224	1280					10,124	R2	1,2	8,924
		1135									
	38,4					0	-186				
5	23,3	1618	1502	1615	1466			9,938	5		9,938
	29,5	1385		1320							
	45,8					379	0				
R48	12,8	1418	1355	1235	1123			10,317	R48	1,09	9,227
	22,5	1290		1010							
	23,8					0	-105				
R49	52	1685	1425	1515	1460			10,212	R49		10,212
	11	1165		1405							
	99					0	-605				
6	62,5	1565	1245	2265	2030			9,607	6		9,607
	47	940		1795							
	118,7					130	0				
R50	14,1	1362	1291	1395	1115			9,737	R50		9,737
	56,2	1221		833							
	27,7					16	0				
R51	20,8	1348	1245	1342	1275			9,753	R51	0,95	8,803
	13,6	1140		1206							
	49					0	-325				
7	25	1905	1780	1712	1570			9,428	7		9,428
	28,2	1655		1430							
	46,8					60	0				
SR3	6,2	1415	1383	1880	1720			9,488	SR3	3,5	5,988
	21,8	1353		1662							
	9,2					0	-95				
Rcoll3	0			1498	1478			9,393	Rcoll3	3,5	5,893
	3			1468							

Profils en long

1

Profils en long A.E.P.