

D 33531/1-6

GRAND LYON – COMMUNAUTE URBAINE
SAINT GERMAIN

Département du Rhône

GRAND LYON
communauté urbaine

**GRAND LYON – COMMUNAUTE
URBAINE**

SAINT GERMAIN

**CONNAISSANCE DU FONCTIONNEMENT DES RESEAUX ET DES
RUISSEAUX SUR LE BASSIN VERSANT ET PROPOSITIONS
D'AMENAGEMENT
MISE AUX NORMES DE L'UNITE D'EPURATION ET DU SYSTEME
D'ASSAINISSEMENT**

**PHASE 5 – REAMENAGEMENT DE LA STATION D'EPURATION (SOLUTION
DEFINITIVE)**

 <p>CABINET MERLIN Ingénieurs Conseils</p>	SIEGE	IMPLANTATION REGIONALE
	<p>6, Rue Grolée 69289 LYON Cédex 02</p> <p>Téléphone : 04-72-32-56-00 Télécopie : 04-78-38-37-85</p> <p>E-mail : cabinet-merlin@cabinet-merlin.fr</p>	<p>10, Rue Stella 69002 LYON</p> <p>Téléphone : 04.72.56.97.10 Télécopie : 04.72.56.97.11</p> <p>E-mail : em-lyon@cabinet-merlin.fr</p>

GRUPE MERLIN/Réf doc : N° 182375B5 - 102 - DIA - ME - 1 - 005

Ind	Etabli par	Approuvé par	Date	Objet de la révision
A	A. CAMPAGNAC	M. PAGANO	20/08/09	Etablissement
B	A. CAMPAGNAC	M. PAGANO	07/10/09	Prise en compte des remarques du Grand Lyon

**agence
de l'eau**

**RHÔNE MÉDITERRANÉE
CORSE**

24, avenue de Lyon - 69003 LYON Cedex 03
04 72 51 25 00 - contact@agence-rhone.com

SOMMAIRE

1	CONTEXTE ET OBJECTIFS	4
1.1	IMPOSSIBILITE DE CONSIDERER UN AUTRE SITE.....	4
2	DONNEES ET CONTRAINTES APPLICABLES AU PROJET	6
2.1	DONNEES DU PROJET	6
2.1.1	<i>DEMOGRAPHIE ET URBANISATION</i>	<i>6</i>
2.1.1.1	PREVISIONS DE CROISSANCE A MOYEN TERME	6
2.1.1.2	PREVISIONS DE CROISSANCE A LONG TERME.....	6
2.1.1.3	HYPOTHESE DE DIMENSIONNEMENT RETENUE	7
2.1.2	<i>SURDEBITS CONSTATES.....</i>	<i>7</i>
2.1.3	<i>EAUX CLAIRES PARASITES PERMANENTES.....</i>	<i>8</i>
2.2	CONTRAINTES APPLICABLES AU PROJET	8
2.2.1	<i>LE SITE ET SON ACCES</i>	<i>8</i>
2.2.2	<i>CONTRAINTES D'URBANISME.....</i>	<i>10</i>
2.2.3	<i>SERVITUDES RECENSEES</i>	<i>11</i>
2.2.3.1	PERIMETRE DE PROTECTION DU CHAMP CAPTANT DE CURIS	11
2.2.3.2	VOIES FERREES	11
2.2.4	<i>CONTRAINTES GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES.....</i>	<i>11</i>
2.2.5	<i>CONTRAINTES HYDRAULIQUES</i>	<i>12</i>
2.2.6	<i>CONTRAINTES DE PHASAGE.....</i>	<i>13</i>
2.2.7	<i>PERENITE DE LA FILIERE D'ELIMINATION DES BOUES</i>	<i>13</i>
2.2.8	<i>CONTRAINTES SONORES ET OLFACTIVES</i>	<i>13</i>
2.2.8.1	NUISANCES OLFACTIVES	13
2.2.8.2	NUISANCES SONORES	13
2.2.9	<i>DESSERTES DU SITE.....</i>	<i>13</i>
2.2.9.1	EAU POTABLE	13
2.2.9.2	EAUX USEES	13
2.2.9.3	EAUX PLUVIALES.....	13
2.2.9.4	ÉNERGIE ELECTRIQUE.....	13
2.2.9.5	LIGNE TELEPHONIQUE	13
3	SOLUTIONS ENVISAGEABLES A TERME	14
3.1	CHARGES DE DIMENSIONNEMENT	14
3.1.1	<i>CHARGES EN TEMPS SEC.....</i>	<i>14</i>
3.1.1.1	CHARGES EN TEMPS SEC ACTUELLES	14
3.1.1.2	CHARGES EN TEMPS SEC A TERME.....	15
3.1.2	<i>CHARGES EN TEMPS DE PLUIE.....</i>	<i>16</i>
3.1.2.1	CONCENTRATIONS ACTUELLES EN TEMPS DE PLUIE	16
3.1.2.2	SIMULATIONS CANOE.....	17
3.1.2.3	CHARGES EN TEMPS DE PLUIE A TERME – HYPOTHESE 1	18
3.1.2.4	CHARGES EN TEMPS DE PLUIE A TERME – HYPOTHESE 2	18
3.1.3	<i>CHARGES MOYENNES ANNUELLES</i>	<i>19</i>
3.1.4	<i>SYNTHESE DES CHARGES A TERME.....</i>	<i>19</i>
3.2	LES DEBITS HORAIRES ET VOLUME DE STOCKAGE TAMPON	20
3.2.1.1	DÉBIT HORAIRE TEMPS SEC :	20
3.2.1.2	DÉBIT HORAIRE TEMPS DE PLUIE ET VOLUME DE BASSIN :	21
3.3	NIVEAU DE REJET DES SOLUTIONS A TERME.....	23
3.4	FILIERES ENVISAGEABLES.....	24
3.4.1	<i>DESCRIPTIF DES SOLUTIONS ENVISAGEES.....</i>	<i>24</i>
3.4.1.1	MBBR	25
3.4.1.2	BIOFILTRATION	30
3.4.1.3	BIOREACTEUR A MEMBRANES.....	34
3.4.1.4	FILE BOUE.....	38
3.4.2	<i>ANALYSE MULTICRITERES SOLUTIONS A TERME</i>	<i>42</i>
4	ANNEXES	44
4.1	COUTS D'EXPLOITATION	44

TABLEAUX

TABLEAU 1 : CHARGES ACTUELLES TEMPS SEC – PERIODE JANVIER 2007 A NOVEMBRE 2008.....	14
TABLEAU 2 : CHARGES A TERME TEMPS SEC.....	15
TABLEAU 3 : CONCENTRATIONS ACTUELLES TEMPS DE PLUIE – PERIODE JANVIER 2007 A NOVEMBRE 2008 ..	16
TABLEAU 4 : CHARGES A TERME TEMPS DE PLUIE - HYPOTHESE 1.....	18
TABLEAU 5 : CHARGES A TERME TEMPS DE PLUIE - HYPOTHESE 2.....	18
TABLEAU 6 : CHARGES A TERME MOYENNES – HYPOTHESE 1.....	19
TABLEAU 7 : CHARGES A TERME MOYENNES – HYPOTHESE 2.....	19
TABLEAU 8 : SYNTHESE DES CHARGES DE DIMENSIONNEMENT A TERME – HYPOTHESE 1.....	19
TABLEAU 9 : SYNTHESE DES CHARGES DE DIMENSIONNEMENT A TERME – HYPOTHESE 2.....	19
TABLEAU 10 : DEBITS HORAIRES TEMPS SEC ARRIVANT SUR LA STATION EN 2008.....	20
TABLEAU 11 : COEFFICIENT DE POINTE TEMPS SEC ACTUEL.....	20
TABLEAU 12 : DEBITS HORAIRES A TERME.....	20
TABLEAU 13 : NIVEAU DE REJET POUR LA SITUATION FUTURE.....	23
TABLEAU 14 : COMPARAISON DES DIFFERENTES FILIERES BOUES.....	40
TABLEAU 15 : NOTATION DES DIFFERENTES FILIERES BOUES.....	41
TABLEAU 16 : SYNTHESE DE L'ANALYSE MULTICRITERES DES SOLUTIONS ENVISAGEABLES A TERMES.....	42
TABLEAU 17 : NOTATION DES DIFFERENTES FILIERES EAUX.....	43
TABLEAU 18 : DETAILS DES COUTS D'EXPLOITATION.....	44

FIGURES

FIGURE 1 : LOCALISATION DE L'AUTRE SITE INITIALEMENT PREVU.....	5
FIGURE 2 : ZONES D'EXTENSION URBAINE ENVISAGEES A MOYEN TERME.....	7
FIGURE 3 : EVOLUTION DES VOLUMES JOURNALIERS SUR LA PERIODE 2000 - 2008.....	8
FIGURE 4 : LE SITE ET SON ACCES.....	9
FIGURE 5 : ESPACE DU SITE DISPONIBLE.....	9
FIGURE 6 : EXTRAIT DU PLU.....	10
FIGURE 7 : EXTRAIT DU PPRI.....	12
FIGURE 8 : EVOLUTION DES CONCENTRATIONS EN FONCTION DU DEBIT DE TEMPS DE PLUIE.....	16
FIGURE 9 : MODE DE DETERMINATION DU COUPLE VOLUME DE STOCKAGE ET CAPACITE DE TRAITEMENT ...	21
FIGURE 10 : EVOLUTION DU VOLUME DE STOCKAGE EN FONCTION DU DEBIT DE TRAITEMENT DE LA STATION.....	22
FIGURE 11 : BIOMEDIAS EN SUSPENSION	25
FIGURE 12 : DIFFERENTS TYPES DE BIOMEDIAS.....	25
FIGURE 13 : CONFIGURATIONS UTILISANT LA TECHNOLOGIE MBBR.....	26
FIGURE 14 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE MBBR PRECEDE D'UN TRAITEMENT PRIMAIRE	27
FIGURE 15 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION MBBR.....	28
FIGURE 16 : PHASAGE DE LA SOLUTION MBBR.....	29
FIGURE 17 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE BIOFILTRATION.....	31
FIGURE 18 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION BIOFILTRATION.....	32
FIGURE 19 : PHASAGE DE LA SOLUTION BIOFILTRATION.....	33
FIGURE 20 : REPRESENTATION DU PRINCIPEE D'UN PROCEDE MEMBRANAIRE.....	34
FIGURE 21 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE BRM.....	35
FIGURE 22 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION BRM.....	36
FIGURE 23 : PHASAGE DE LA SOLUTION BRM.....	37
FIGURE 24 : SCHEMA D'UNE CENTRIFUGEUSE.....	38
FIGURE 25 : SCHEMA D'UN FILTRE PRESSE.....	39

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS

Le bassin versant de Saint-Germain-au-Mont-d'Or a été étudié en 2007 par le Bureau d'Etudes SAFEGE Environnement dans le cadre du Schéma Directeur d'Assainissement du Grand Lyon. Ce document a mis en évidence le fonctionnement problématique du système d'assainissement, notamment en temps de pluie :

- Un réseau de collecte essentiellement unitaire avec des mises en charge sur un long linéaire pour des orages intenses ;
- Une faible sollicitation des déversoirs d'orages qui ponctuent ce réseau,
- Une méconnaissance du fonctionnement des ruisseaux existants mais qui posent des problèmes d'inondation (en particulier le ruisseau de la Combe dans lequel se rejettent les déversoirs d'orages),
- Une capacité insuffisante de la station d'épuration par temps de pluie, vétusté de certains de ses équipements.

Le Grand Lyon a souhaité étudier la faisabilité des aménagements visant à supprimer ces dysfonctionnements.

En raison de non-conformités occasionnelles, la station d'épuration fait aujourd'hui l'objet d'un arrêté de mise en demeure de la part du Préfet du Rhône.

La Communauté Urbaine doit impérativement procéder d'ici la fin 2011 à la mise en conformité du système d'assainissement de Saint-Germain-au-Mont-d'Or au regard des exigences de la directive 91/271/CEE.

Les objectifs de l'étude sont :

- De valider et d'améliorer la connaissance de l'assainissement et notamment la gestion des eaux pluviales à l'échelle du bassin versant de Saint-Germain : complément au schéma directeur intégrant la problématique « ruisseaux » ;
- D'étudier la faisabilité d'un ensemble de solutions d'aménagement pour la réhabilitation du système d'assainissement de Saint-Germain. Deux types de solutions devront être proposées :
 - des solutions d'aménagements transitoires en vue de sa mise aux normes vis-à-vis de la directive sur les eaux résiduaires urbaines avant la fin de l'année 2011,
 - des solutions d'aménagements définitifs consistant à réhabiliter le système d'assainissement afin que celui-ci soit adapté aux évolutions urbanistiques à venir.

Cette étude s'articule en 5 phases :

- Phase 1 - Collecte et analyse des données de base ;
- Phase 2 - Propositions d'aménagements transitoires permettant d'atteindre rapidement la conformité du système d'assainissement ;
- Phase 3 - Étude hydrologique des ruisseaux et interactions avec le réseau ;
- Phase 4 - Propositions d'aménagements du réseau et des ruisseaux ;
- Phase 5 - Scénario de réaménagement de la station d'épuration (solution définitive).

La présente note expose la phase 5, à travers la caractérisation des charges entrantes à terme, et la description des différentes solutions envisageables à terme.

1.1 IMPOSSIBILITE DE CONSIDERER UN AUTRE SITE

Initialement, il était prévu de considérer deux scénarii, à savoir :

- Scénario n°1 : reconstruction de l'ouvrage sur le site actuel ;
- Scénario n°2 : reconstruction de l'ouvrage sur un autre site.

En effet, un site compatible avec le projet de réaménagement avait été identifié dans le cadre du Schéma directeur d'assainissement établi par SAFEGE Environnement en 2007 (cf. parcelle n°110 reportée à la vue ci-après).

2 DONNEES ET CONTRAINTES APPLICABLES AU PROJET

2.1 DONNEES DU PROJET

2.1.1 DEMOGRAPHIE ET URBANISATION

La population recensée de Saint-Germain-au-Mont-d'Or était de 2 430 personnes en 2006.

2.1.1.1 Prévisions de croissance à moyen terme

Les prévisions de croissance à l'échelle du bassin versant font état d'une augmentation de la population raccordée au système d'assainissement de l'ordre de 20 % à moyen terme selon le PLU.

Cette croissance s'est notamment concrétisée avec la réalisation fin 2008 de la ZAC de la Mendillonne, zone de 5 hectares à vocation d'habitat et d'équipement de loisirs, référencée au PLU en AUC1, AUD3 et AUD2a. Cette zone est aujourd'hui totalement investie.

L'extension urbaine pourra se poursuivre avec la réalisation des projets suivants :

- La construction sur le secteur du Pain Béni d'une zone à vocation d'activités économiques et industrielles à court terme, de 0,9 ha, référencé en AUI1 au PLU ;
- la création d'une zone à vocation de développement mixte à court et moyen terme, avec probablement une dominante habitat sur le secteur de Saint-Hilaire (zone de 16,5 hectares référencé au PLU en AU1, AU2).

2.1.1.2 Prévisions de croissance à long terme

Les Projets des Développements Territoriaux (PDT) identifient la commune de Saint-Germain-au-Mont-d'Or comme un territoire à enjeux. Du fait de la proximité de la gare, la périphérie du bourg fait l'objet de réflexion pour le développement et la structuration de l'urbanisation future.

Une fourchette haute prévoit ainsi une augmentation de la population de 1 800 à 2 700 habitants, à 1 km de la gare, c'est-à-dire un quasi doublement de la population raccordée au système d'assainissement. Ceci passera également par une densification du centre bourg, en cohérence avec les orientations du Schéma de Cohérence Territoriale (SCOT).

Cependant, actuellement ces prévisions restent des orientations à long terme, envisagées par les urbanistes du Grand Lyon (les PDT sont des documents d'orientation générale) et n'ont pas toutes été actées par des décisions d'élus.

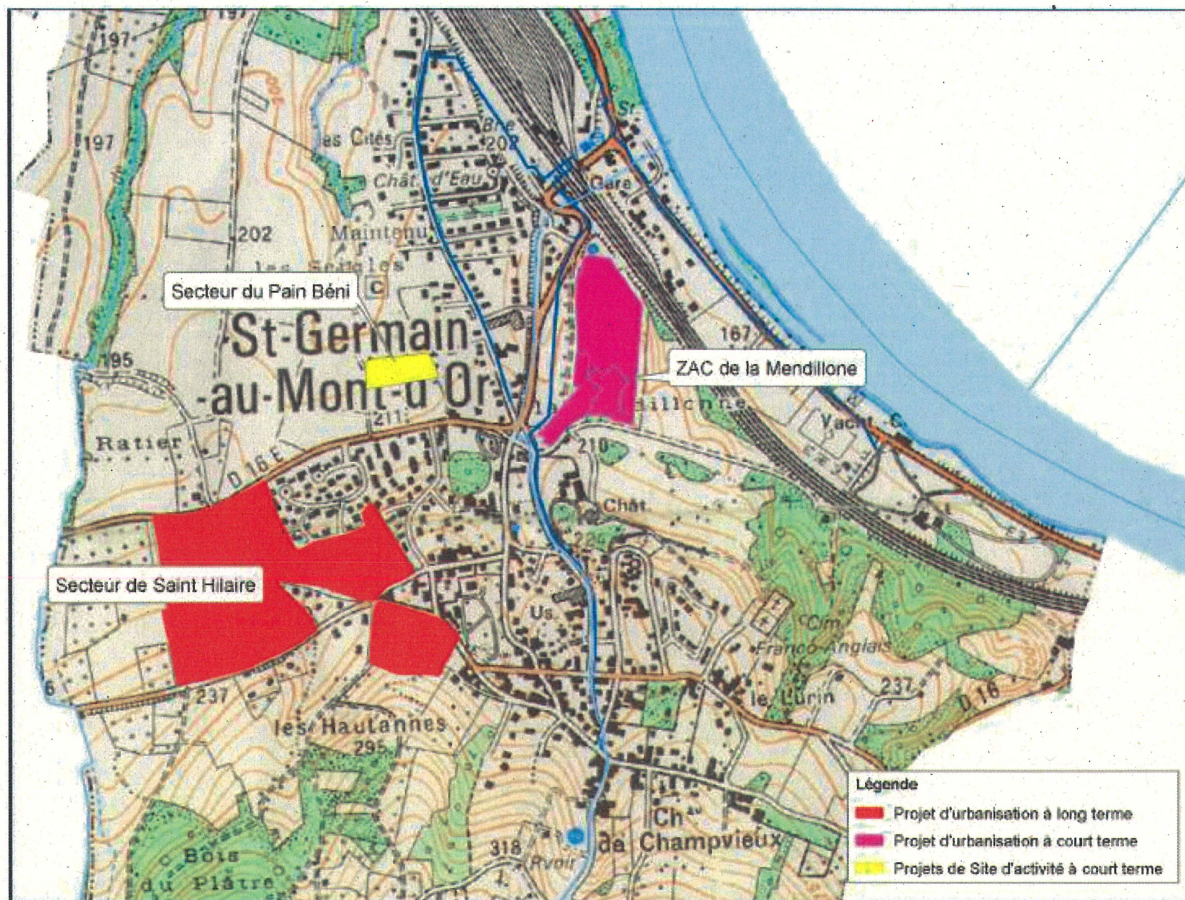


FIGURE 2 : ZONES D'EXTENSION URBAINE ENVISAGEES A MOYEN TERME

2.1.1.3 Hypothèse de dimensionnement retenue

Afin de ne pas limiter le développement à venir, nous avons considéré l'hypothèse la plus sécuritaire, à savoir une population raccordée à terme à la station de 6 000 habitants. Cette hypothèse est en accord avec la phase 3 du diagnostic global de fonctionnement établi par SAFEGE fin 2006.

Cette hypothèse permet donc d'avoir une approche sécuritaire.

2.1.2 SURDEBITS CONSTATES

Des arrivées supplémentaires en entrée de station de l'ordre de 200 m³/j ont été constatées à partir de la fin octobre 2008. Depuis, ce surplus de débit semble s'être résorbée.

De telles variations ont été régulièrement observées depuis 2000, aux mêmes époques (octobre – novembre) ce qui laisse à penser qu'elles ont pour origine un phénomène hydrologique (ex. connexion d'une source au réseau d'assainissement).

Evolution du débit journalier en entrée de station par temps sec (précipitations = 0 mm)

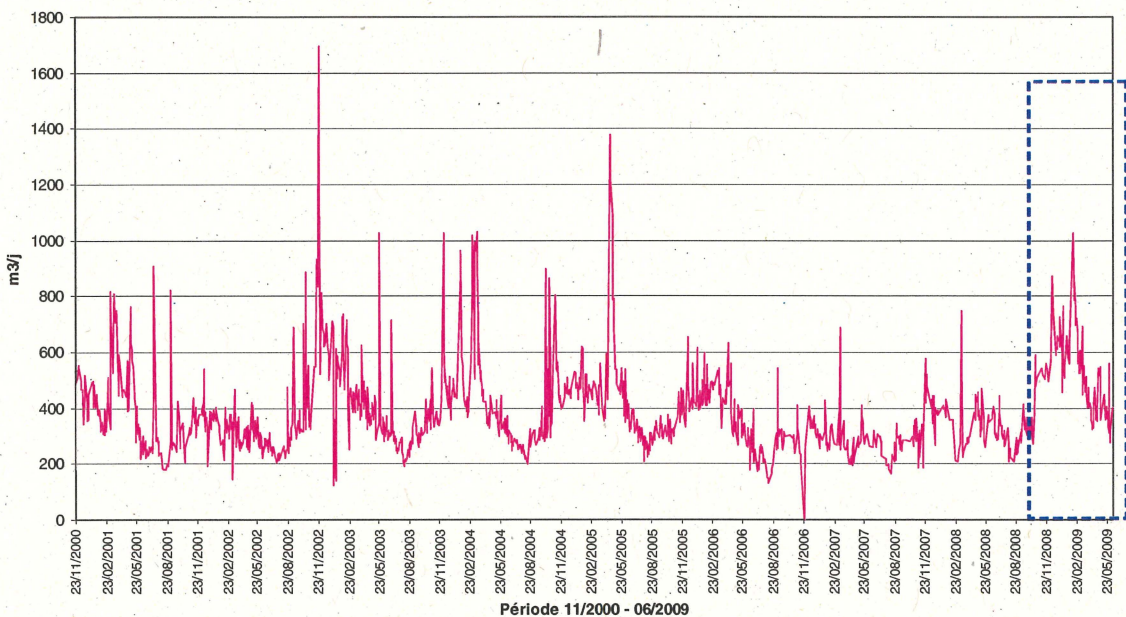


FIGURE 3 : EVOLUTION DES VOLUMES JOURNALIERS SUR LA PERIODE 2000 - 2008

Cependant ces surplus de débits constatés étaient beaucoup moins importants que ceux constatés fin 2008.

Ce phénomène n'intervenant qu'une petite partie de l'année et n'étant majoritairement pas significatif, nous n'avons pas intégré de surplus de volume particulier, celui-ci étant intégré via la prise en compte de l'ensemble de l'année 2007.

Le phénomène de 2008 étant particulièrement exceptionnel, nous n'avons pas considéré les derniers mois de 2008 lors de la détermination des charges de références.

2.1.3 EAUX CLAIRES PARASITES PERMANENTES

Le schéma directeur d'assainissement indique une valeur des ECPP de 135 m³/j. Cette valeur correspond à environ 35% des débits journaliers entrant.

Les présentes normes de raccordement et de pose des réseaux intégrant pleinement la contrainte de limitation d'infiltration des ECPP, nous n'avons pas considéré d'augmentation de cette valeur à terme, d'autant plus qu'elle représente déjà une proportion conséquente.

2.2 CONTRAINTES APPLICABLES AU PROJET

2.2.1 LE SITE ET SON ACCES

La station d'épuration de Saint Germain au Mont d'Or est implantée sur la rive droite de la Saône. La station dispose de deux entrées : une avenue Louis Armand, l'autre avenue du 2^{ème} Spahis.

La station se situe en pleine zone résidentielle, avec des habitations à proximité.

Les contraintes liées à la proximité sont donc très importantes, en particulier au niveau sonore et olfactif.



FIGURE 4 : LE SITE ET SON ACCES

Les difficultés principales de cette reconstruction sur site résident dans le manque d'emprise disponible, d'autant plus après la construction sur site des aménagements transitoires (bassin tampon et filière temps de pluie), et dans le maintien de la continuité de traitement pendant les travaux.



FIGURE 5 : ESPACE DU SITE DISPONIBLE

En effet, le site de la station actuelle a une superficie de l'ordre de 2 200 m², dont environs 60% sont déjà occupés.

Le Grand Lyon étudie actuellement la possibilité de disposer de surfaces supplémentaires en acquérant une bande de terrain de 3 à 5 m de large en limite nord-ouest du site (actuellement talus appartenant à RFF) ; la possibilité d'utiliser cette surface supplémentaire passerait nécessairement par la réalisation d'un mur de soutènement de 5 à 10 m de haut sur une distance de 50 à 60 ml. Les implantations proposées ci-après ne tiennent pas compte d'une telle possibilité.

2.2.2 CONTRAINTES D'URBANISME

La station d'épuration est située principalement en zone UV du PLU. Seul le bout proche de la Saône est en zone N1.

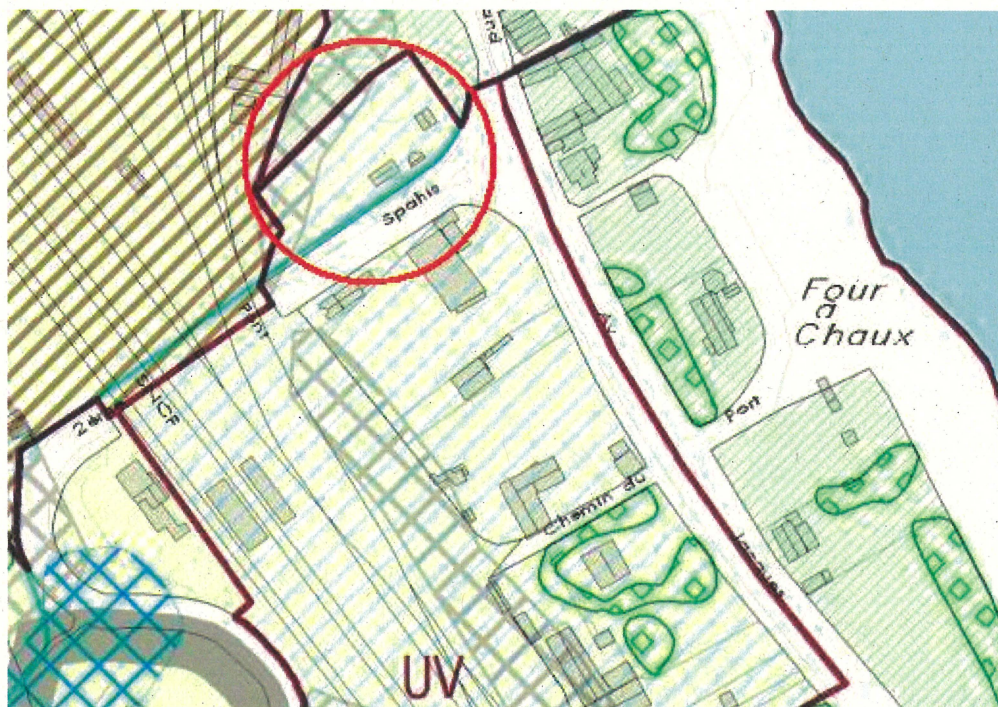


FIGURE 6 : EXTRAIT DU PLU

Les principales contraintes de la zone UV sont les suivantes :

- Implantation par rapport aux emprises publiques et aux voies : 5 m minimum, sauf pour la réalisation d'équipements publics ou d'intérêt collectif dont la nature ou le fonctionnement nécessite d'être implantés différemment ;
- Implantation par rapport aux limites séparatives : 4 m minimum, sauf pour la réalisation d'équipements publics ou d'intérêt collectif dont la nature ou le fonctionnement nécessite d'être implantés différemment ;
- Emprise au sol des constructions : pas de contrainte pour les équipements publics ou d'intérêt collectif ;
- Hauteur maximale des constructions : 9 m, ramenée à 7,5 m en cas de toiture terrasse, sauf dans le cas de réalisation d'équipements publics ou d'intérêt collectif dont la nature ou le fonctionnement nécessite une hauteur différente ;
- Coefficient d'occupation des sols : pas de contrainte pour les équipements publics ou d'intérêt collectif.

Concernant la zone N1 :

- L'extension de la station est autorisée sous la rubrique : Constructions, travaux ou ouvrages à destination d'équipements techniques liées aux différents réseaux, à la voirie et aux voies ferrées de transport public **dés lors qu'ils sont intégrés au paysage** ;
- Implantation par rapport aux emprises publiques et aux voies : pas de contrainte ;
- Implantation par rapport aux limites séparatives : 4 m minimum, sauf pour la réalisation d'équipements publics ou d'intérêt collectif dont la nature ou le fonctionnement nécessite d'être implantés différemment ;
- Emprise au sol des constructions : pas de contrainte pour les équipements publics ou d'intérêt collectif ;
- Hauteur maximale des constructions : 9 m, ramenée à 7,5 m en cas de toiture terrasse, sauf dans le cas de réalisation d'équipements publics ou d'intérêt collectif dont la nature ou le fonctionnement nécessite une hauteur différente ;
- Coefficient d'occupation des sols : non réglementé.

2.2.3 SERVITUDES RECENSEES

2.2.3.1 Périmètre de protection du champ captant de Curis

Le site de la station est hors des limites du périmètre de protection éloigné du champ captant de Curis. Cependant, il est probable qu'à terme, la capacité d'extraction soit augmentée, agrandissant le champ captant, qui pourra alors englober le site de la station.

2.2.3.2 Voies ferrées

Les voies ferrées imposent des contraintes de portance et d'angle de talutage. Le site est trop éloigné de celles-ci pour être sujet à ces contraintes.

2.2.4 CONTRAINTES GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES

Pour tous les ouvrages neufs à réaliser, il conviendra de prendre en compte les contraintes géotechniques et hydrogéologiques du site.

Un étude géotechnique a été réalisée par Groupe J (Rapport A090110925 / A10925JBM001 indice 0 de juillet 2009).

Ont été réalisés :

- Un sondage avec essais pressiométriques descendu à 15 m de profondeur ;
- Un carottage descendu à 10 m de profondeur ;
- Des essais de laboratoire ;
- La pose d'un piézomètre.

Les sols rencontrés sont des limons plus ou moins argileux, sableux ou graveleux.

Les caractéristiques mécaniques de ces sols ont été mesurées dans le forage descendu à 15 m. Elles sont bonnes jusqu'à une profondeur de 5 m, puis un passage de 2 m de haut présente des caractéristiques mécaniques faibles, ensuite et jusqu'en fin de sondage, elles sont relativement bonnes.

Il s'agit de sols dont la réutilisation en remblais est difficile et fortement sensible à la présence d'eau.

Les caractéristiques mécaniques des sols n'ayant été mesurées qu'en 1 point sur le site, il conviendrait de faire d'autres points de mesures, afin de vérifier qu'une telle configuration se retrouve. Une généralisation à l'ensemble du site à partir d'un unique point de mesure est à éviter.



Notamment, il conviendra de vérifier si la présence de cette couche de sols plus compressible vers 5 m de profondeur se répète.

A ce jour, si on s'en tient aux données disponibles, les résultats du sondage laissent à penser que les terrains ne devraient pas être trop problématique en terme de fondation étant donné des ouvrages que l'on projette de réaliser.

Des sondages complémentaires seront cependant à réaliser pour confirmer ce point.

Lors des sondages, de l'eau a été rencontrée vers 5 à 6 m de profondeur.

Une campagne de mesure des niveaux dans le piézomètre du site (mesures avec une fréquence bi-mensuelle par exemple) doit être réalisée.

En effet, la connaissance des niveaux d'eau dans les sols et ses fluctuations est importante tant en phase chantier (afin de connaître les dispositions à adopter lors des terrassements) qu'en phase définitive, afin d'assurer la stabilité à vide des ouvrages.

2.2.5 CONTRAINTES HYDRAULIQUES

D'après le PPRI Saône amont, le site se situe dans les zone suivante :

- La majeure partie de la station est hors zones inondables,
- Une petite partie est en zone vert, à savoir zone soumise à un risque d'inondation lié soit à une remontée du niveau piézométrique de la nappe, soit au débordement d'assainissement suite à sa saturation. Cette zone n'est soumise à aucune restriction particulière.
- Une infime partie est en zone rouge R2, à savoir champ d'inondation de la crue exceptionnelle au-delà du champ d'expansion de la crue centennale, hors zone urbanisée. La principale contrainte de cette zone est l'interdiction de toute création et aménagement de sous-sols (plancher sous le terrain naturel).

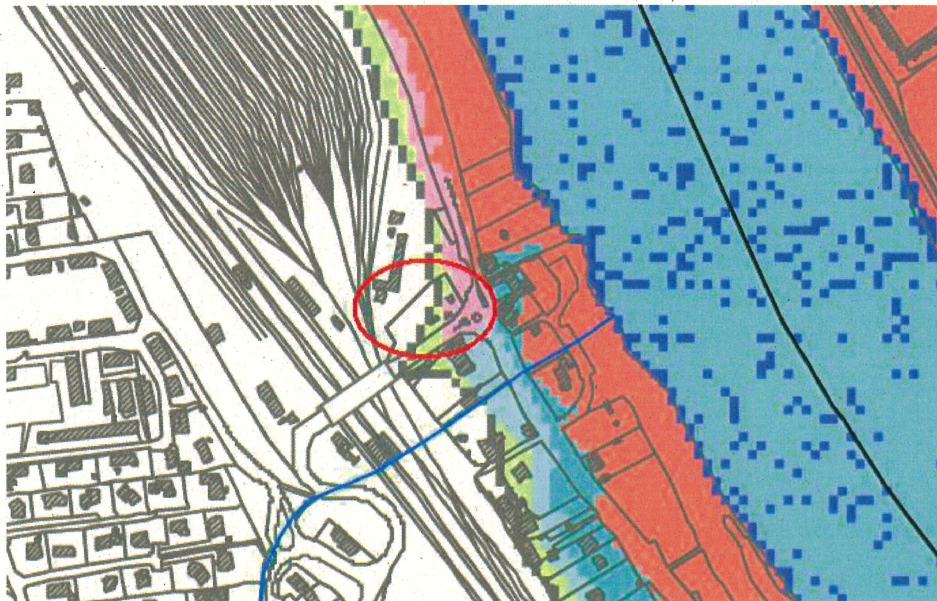


FIGURE 7 : EXTRAIT DU PPRI

2.2.6 CONTRAINTES DE PHASAGE

L'objectif fixé est de maintenir en service la totalité des traitements.

Le phasage des travaux devra donc garantir cette continuité de service.

2.2.7 PERENITE DE LA FILIERE D'ELIMINATION DES BOUES

La destination des boues étant l'incinération, la filière boues doit donc être capable de générer des boues à une siccité minimum de 25%.

Cette filière d'élimination étant pérenne, la filière boues des différentes solutions se fait dans cette optique.

2.2.8 CONTRAINTES SONORES ET OLFACTIVES

2.2.8.1 Nuisances olfactives

La station d'épuration étant en zone urbaine avec des habitations à proximité, la maîtrise des odeurs est un des points importants du projet.

Actuellement, les principales sources d'odeurs sont le stockage des refus des prétraitements et le stockage des boues.

2.2.8.2 Nuisances sonores

La proximité des habitations nécessite une limitation des contraintes sonores, et ceci malgré la proximité de la voie de chemin de fer.

2.2.9 DESSERTES DU SITE

2.2.9.1 Eau potable

La station est desservie par un réseau satisfaisant les besoins actuels.

2.2.9.2 Eaux usées

Les réseaux d'eaux usées seront créés pour prendre en compte les nouveaux locaux.

2.2.9.3 Eaux pluviales

La collecte des eaux pluviales de la station se fait actuellement via le réseau bas.

2.2.9.4 Énergie électrique

La station d'épuration est alimentée en moyenne tension (en boucle).

2.2.9.5 Ligne téléphonique

L'actuelle station comprend une liaison téléphonique.

3 SOLUTIONS ENVISAGEABLES A TERME

Afin de garantir une approche cohérente et pérenne de la solution transitoire pour la mise en conformité de la station d'ici à fin 2011, en particulier au niveau de l'implantation des ouvrages, il a été décidé de mener une étude comparative des différentes solutions envisageables à terme.

3.1 CHARGES DE DIMENSIONNEMENT

3.1.1 CHARGES EN TEMPS SEC

3.1.1.1 Charges en temps sec actuelles

Suite à l'analyse des données d'autocontrôle en entrée de la station sur la période janvier 2007 à novembre 2008, nous avons obtenu les charges temps sec arrivant sur la station actuellement. Comme indiqué au paragraphe 2.1.2 – surdébits constatés, nous avons exclu le mois de décembre 2008 du fait de l'apparition d'un sur-débit de 200 m³/j qui s'est résorbé depuis. Nous avons considéré comme temps sec toute journée n'ayant enregistré aucune pluviométrie (0 mm). Les charges de pointes correspondent au percentile 95%. Les charges moyennes ont été obtenues à partir des charges de pointe en appliquant pour chaque paramètre le ratio entre percentile 95% et moyenne issu de l'analyse des données d'autocontrôle.

En comparant les charges à la population raccordée (2 002 Habitants, d'après le calage du modèle canoé et confirmés par le diagnostic global de fonctionnement établi par SAFEGE fin 2006, p36 phase 2), nous avons obtenu les dotations unitaires. Nous n'avons pas retenu la valeur de l'INSEE en 2004 de 2 386 habitants car elle ne correspondait pas à la charge réellement collectée par la station (différence entre nombre d'habitant et population raccordée, soit la population en ANC). De plus le fait de prendre la valeur de 2 002 habitants est sécuritaire, amenant à des dotations unitaires supérieures.

Concernant la dotation unitaire de débit, nous avons soustrait la part liée aux eaux claires parasites permanentes (ECP : 135 m³/j) comme indiqué au paragraphe 2.1.3 - Eaux claires parasites permanentes.

Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau suivant :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge moyenne TS	319	76	171	63	22	3
Charge pointe TS (95%)	492	107	268	112	31	4
Charge ECPP	135	-	-	-	-	-
Charge sanitaire stricte de pointe en temps sec	357	107	268	112	31	4
Population raccordée	2 002 hab	2 002 hab	2 002 hab	2 002 hab	2 002 hab	2 002 hab
Dotation unitaire	178 l/j.EH	53 g/j.EH	134 g/j.EH	56 g/j.EH	15 g/j.EH	2 g/j.EH
Dotation unitaire usuelle selon la documentation FNDAE	150 l/j.EH	90 g/j.EH	120 g/j.EH	60 g/j.EH	15 g/j.EH	2 g/j.EH

TABLEAU 1 : CHARGES ACTUELLES TEMPS SEC – PERIODE JANVIER 2007 A NOVEMBRE 2008

Les dotations unitaires obtenues sont assez représentatives d'un effluent domestique.

CONNAISSANCE DU FONCTIONNEMENT DES RESEAUX ET DES RUISSEAUX SUR LE BASSIN VERSANT ET PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

MISE AUX NORMES DE L'UNITE D'EPURATION ET DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

PHASE 5 – REAMENAGEMENT DE LA STATION D'EPURATION (SOLUTION DEFINITIVE)

GRUPE MERLIN/Réf doc : N° 182375B5 - 102 - DIA - ME - 1 - 005 Ind B . Le 07/10/09

3.1.1.2 Charges en temps sec à terme

Afin d'obtenir la charge temps sec de pointe, nous avons considéré l'évolution de la population détaillée ci-avant, à savoir 6 000 EH, et nous avons appliqué les dotations unitaires obtenues précédemment à cette population. Pour le débit, nous avons également ajouté les ECPP.

Dans le cas où la population à terme ne serait pas aussi importante, le principal inconvénient de la station serait une augmentation des coûts d'exploitation ramenés à l'habitant, en particulier pour les solutions de type MBBR et biofiltration. Les performances ne seraient en aucun cas réduites.

Pour la charge temps sec moyen, nous avons appliqué à chaque paramètre de la charge domestique de pointe le ratio obtenu via l'analyse d'autocontrôle. Nous avons également ajouté pour le débit les ECPP.

Nous obtenons ainsi les valeurs suivantes :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Population raccordée	6 000 hab	6 000 hab	6 000 hab	6 000 hab	6 000 hab	6 000 hab
Dotation unitaire	178 l/j.EH	53 g/j.EH	134 g/j.EH	56 g/j.EH	15 g/j.EH	2 g/j.EH
Charge sanitaire stricte de pointe	1070	319	804	336	91	12
Coefficient de pointe (95%/moyenne) issu autocontrôle	1,94	1,57	1,77	1,41	1,34	1,29
Charge sanitaire stricte moyenne	551	227	512	190	67	9
Charge ECPP	135	-	-	-	-	-
Charge moyenne TS	686	227	512	190	67	9
Charge pointe TS	1 205	319	804	336	91	12

TABLEAU 2 : CHARGES A TERME TEMPS SEC

3.1.2 CHARGES EN TEMPS DE PLUIE

3.1.2.1 Concentrations actuelles en temps de pluie

Etant donnée l'absence de mesure de débit déversé en amont de station, nous ne pouvons déterminer les charges actuelles de temps de pluie. Par contre, les concentrations en entrées de station en temps de pluie sont représentatives des concentrations en temps de pluie.

Par conséquent, l'évaluation des charges futures en temps de pluie se fait à partir des débits résultants des simulations sur canoés, auxquels sont appliquées les concentrations de temps de pluie.

Suite à l'analyse des données d'autocontrôle, les concentrations en temps de pluie sont les suivantes :

	MES	DCO	DBO ₅	NTK	Pt
	mgMES/l	mgDCO/l	mgDBO ₅ /l	mgNTK/l	mgPt/l
Concentration minimum	144	175	61	31	3,9
Concentration moyenne	276	500	202	55	7,6
Concentration percentile 95%	426	801	357	71	9,8
Concentration maximum	648	868	400	77	10,4

TABLEAU 3 : CONCENTRATIONS ACTUELLES TEMPS DE PLUIE – PERIODE JANVIER 2007 A NOVEMBRE 2008

Pour l'évaluation des charges futures de temps de pluie, nous avons considéré les concentrations moyennes. En effet, globalement, plus le débit augmente, plus les concentrations sont faibles. Le fait de considérer la valeur moyenne pour le percentile 95% de débit est plutôt sécuritaire. Les graphiques suivants l'illustrent bien.

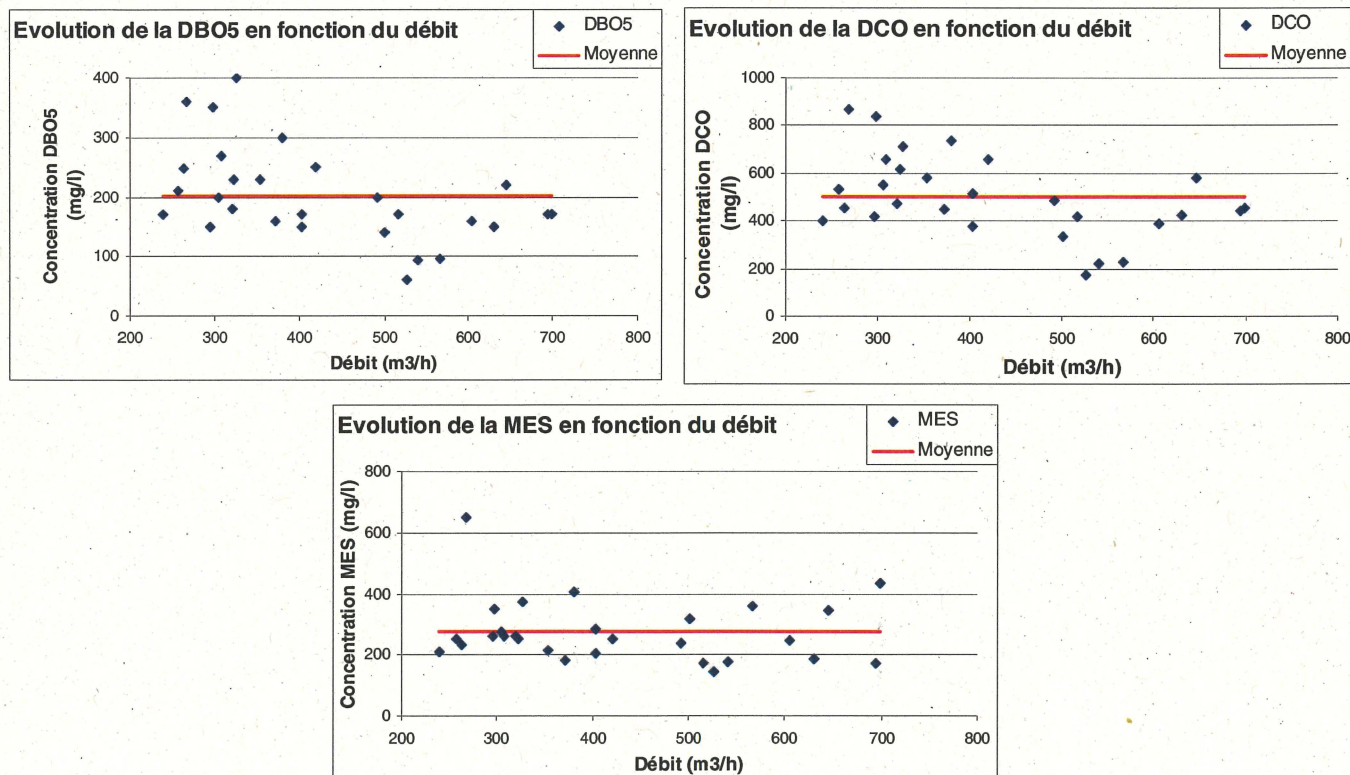


FIGURE 8 : EVOLUTION DES CONCENTRATIONS EN FONCTION DU DEBIT DE TEMPS DE PLUIE

3.1.2.2 Simulations canoé

En l'absence de mesure exacte des débits déversés en amont de station, nous avons simulé ces débits via le modèle canoé.

Nous avons utilisé le modèle développé par les services du Grand Lyon, que nous avons adapté pour correspondre à la situation future.

Ces adaptations ont consisté en la prise en compte des trois zones d'extensions identifiées au PLU, à savoir :

- La ZAC de la Mendillone : 5 ha, référencée au PLU en AUC1, AUD3 et AUD2a, zone à vocation d'habitat et d'équipement de loisirs. L'aménagement de cette zone est pratiquement terminé ;
- Le secteur de Saint Hilaire : 16,5 ha, référencé en AU1, AU2, zone à vocation de développement mixte à court et moyen terme, avec probablement une dominante habitat ;
- Le secteur du Pain Beni : 0,9 ha, référencé en AUI1, zone à vocation d'activités économiques et industrielles à court terme.

Concernant le débit temps sec, nous avons pris en compte les nombres d'habitants futurs supplémentaires suivant :

- ZAC de la Mendillone : 800 habitants ;
- Secteur de Saint Hilaire : 1000 habitants ;
- Secteur du Pain Beni : 60 habitants.

Nous avons ensuite complété le nombre d'habitant sur les bassins versants, au prorata de la surface, pour atteindre 6 000 habitants au total (cf § 2.1.1.2 – Evolution de la population). Il est à rappeler que la population initialement intégrée dans le modèle s'élevait à 2 002 habitants.

Le temps sec représente un débit de 950 m³/j.

Concernant les eaux claires parasites, nous avons maintenu ce qui était déjà intégré, à savoir un débit de 135 m³/j, comme indiqué au paragraphe 2.1.3 - Eaux claires parasites permanentes.

Les hypothèses de raccordement (unitaire ou séparatif) sont pris en compte dans la simulation et concernent le raccordement des secteurs de Saint Hilaire et du Pain Béni.

La zone de la Mendillone sera équipée d'un bassin de rétention pour les eaux pluviales, avec rejet à débit régulé vers le réseau séparatif avenue du 2^{ème} Spahi. Par conséquent, quelque soit l'hypothèse retenue, la ZAC de la Mendillone n'engendre pas de débits ni de charges supplémentaires en temps de pluie par rapport à la situation initiale.

Pour les deux autres zones, nous avons étudié deux hypothèses :

- Hypothèse 1 : raccordement en séparatif. Dans le modèle, nous n'avons pas pris en compte des rejets pluviaux de ces zones. Cette situation correspond à un envoi des eaux pluviales des deux zones directement dans le ruisseau, ou, à l'implantation d'un bassin de rétention sur les zones, qui se vidange après la pluie dans le ruisseau ;
- Hypothèse 2 : raccordement en unitaire. Dans le modèle, nous avons donc pris en compte des rejets pluviaux des deux zones. Cette situation correspond à la connexion des eaux pluviales des zones sur le réseau unitaire.

Concernant les pluies de simulation, nous avons considéré la chronique de pluie de 2 006. En effet, cette chronique est considérée comme la chronique de référence à l'échelle du Grand Lyon.

Nous avons ainsi obtenu pour chaque hypothèse l'ensemble des hydrogrammes en tête de station.

En nous basant sur 12 déversements autorisés par an (valeur couramment admise), nous avons obtenu le débit journalier de pointe en temps de pluie, correspondant au volume de la simulation du treizième événement le plus important. Le fait de considérer seulement 12 déversements par an est sécuritaire, puisque cela représente moins de 5% du temps (plutôt de l'ordre de 3,3%).

3.1.2.3 Charges en temps de pluie à terme – hypothèse 1

La simulation canoé nous a permis d'obtenir le débit journalier pour chaque pluie de la chronique de pluie de 2006. Pour obtenir le débit de pointe temps de pluie, nous avons considéré le débit journalier le plus important, une fois retirés les 12 événements les plus importants pour lesquels nous acceptons un déversement. Ainsi, en considérant le débit journalier de la 13^{ème} pluie la plus importante, nous obtenons le débit de pointe de temps de pluie, à savoir 3 667 m³/j. En appliquant les concentrations moyennes, nous avons ainsi obtenu la charge de pointe de temps de pluie.

Pour la moyenne, nous avons considéré le percentile 50% des pluies simulées, afin de limiter l'importance des éléments importants (très rare, mais engendrant beaucoup de débit). Cette approche reste sécuritaire du fait que ce calcul est basé sur les 62 événements les plus conséquents, sans prendre en compte les faibles débits des événements moins importants.

Le résultat de ces calculs est présenté dans le tableau suivant :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge moyenne TP	1 907	526	954	385	105	14
Charge pointe TP	3 667	1 012	1 835	741	201	28

TABLEAU 4 : CHARGES A TERME TEMPS DE PLUIE - HYPOTHESE 1

3.1.2.4 Charges en temps de pluie à terme – hypothèse 2

La simulation canoé nous a permis d'obtenir le débit journalier de pointe de temps de pluie, à savoir 3 891 m³/j.

Comme pour l'hypothèse 1, nous avons ainsi obtenu la charge de pointe de temps de pluie, ainsi que la charge moyenne de temps de pluie, en appliquant les concentrations moyennes.

Le résultat de ces calculs est présenté dans le tableau suivant :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge moyenne TP	1 994	550	998	403	109	15
Charge pointe TP	3 891	1 073	1 947	786	214	29

TABLEAU 5 : CHARGES A TERME TEMPS DE PLUIE - HYPOTHESE 2

L'hypothèse 2 engendre une augmentation des charges de l'ordre de 6%.

3.1.3 CHARGES MOYENNES ANNUELLES

Suite à l'analyse des données d'autocontrôle, nous avons remarqué que 55% du temps correspond à une journée ayant enregistré plus de 0,2 mm de pluie.

Par conséquent, pour obtenir la charge moyenne annuelle future, nous avons considéré la moyenne pondérée entre la moyenne future temps sec et la moyenne future temps de pluie, en considérant les pondération suivant : 55% pour le temps de pluie et 45% pour le temps sec.

Cette approche est sécuritaire puisque la charge moyenne est plus influencée par les charges de temps de pluie, qui sont sécuritaires.

Le résultat de ces calculs est présenté ci-dessous :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge moyenne TT	1 358	392	755	297	88	12

TABLEAU 6 : CHARGES A TERME MOYENNES – HYPOTHESE 1

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge moyenne TT	1 405	405	779	307	90	12

TABLEAU 7 : CHARGES A TERME MOYENNES – HYPOTHESE 2

3.1.4 SYNTHESE DES CHARGES A TERME

Les charges de dimensionnement sont les suivantes :

Hypothèse 1 :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge pTS	1 205	319	804	336	91	12
Charge pTP	3 667	1 012	1 835	741	201	28
Charge mTT	1 358	392	755	297	88	12

TABLEAU 8 : SYNTHESE DES CHARGES DE DIMENSIONNEMENT A TERME – HYPOTHESE 1

Hypothèse 2 :

	Débit m ³ /j	MES KgMES/j	DCO KgDCO/j	DBO ₅ KgDBO ₅ /j	NTK KgNTK/j	Pt KgPt/j
Charge pTS	1 205	319	804	336	91	12
Charge pTP	3 891	1 073	1 947	786	214	29
Charge mTT	1 405	405	779	307	90	12

TABLEAU 9 : SYNTHESE DES CHARGES DE DIMENSIONNEMENT A TERME – HYPOTHESE 2

3.2 LES DEBITS HORAIRES ET VOLUME DE STOCKAGE TAMPON

Afin d'approcher au mieux les aspects hydrauliques, nous avons mené une approche temps sec, basée sur les données d'autocontrôle, et une approche temps de pluie, basée sur la simulation canoé de la chronique de pluie de 2006, chronique de référence à l'échelle du Grand Lyon.

3.2.1.1 Débit horaire temps sec :

L'analyse des données d'autocontrôle nous permet d'obtenir les valeurs suivantes :

Débit arrivant sur la station en temps sec (m ³ /h)	Temps sec
Moyenne	15
Maximum	49

TABEAU 10 : DEBITS HORAIRES TEMPS SEC ARRIVANT SUR LA STATION EN 2008

Le coefficient de pointe horaire de temps sec mesuré sur la période retenue est le suivant :

	Avec eaux claires parasites	Sur Débit sanitaire strict
Débit horaire moyen de temps sec	15 m ³ /h	9.4 m ³ /h
Valeur de débit horaire non dépassée 95% du temps	49 m ³ /h	43.4 m ³ /h
Coefficient de pointe horaire	3.2	4.6

TABEAU 11 : COEFFICIENT DE POINTE TEMPS SEC ACTUEL

Pour cette évaluation, nous avons pris en compte un débit d'ECPP de 135 m³/j, comme indiqué au paragraphe 2.1.3 - Eaux claires parasites permanentes.

Pour plus de précision, nous avons considéré le calcul à partir du débit sanitaire strict, auquel nous avons rajouté le débit d'ECPP moyen horaire, à savoir 5,6 m³/h.

Nous avons considéré le même coefficient pour la situation à terme. Nous avons ainsi obtenu le débit de pointe horaire temps sec suivant :

	Valeurs calculées
Débit horaire moyen de la journée de pointe de temps sec	29 m ³ /h
Valeur de débit horaire de pointe temps sec	112 m³/h

TABEAU 12 : DEBITS HORAIRES A TERME

La valeur moyenne calculée est issue du débit de pointe journalier temps sec ramené à l'heure.

La valeur de pointe temps sec calculée est issue de l'application du coefficient de pointe :

$$Q_{hpTS} = \frac{(Q_{jpTS} - Q_{jecpp})}{24} \times C_p + \frac{Q_{jecpp}}{24}$$

- Avec Q_{hpTS} : débit horaire de pointe temps sec,
 Q_{jpTS} : débit journalier de pointe temps sec,
 Q_{jecpp} : débit journalier des eaux claires parasites permanentes (135 m³/h, valeur de l'étude SAFEGE 2006),
 C_p : coefficient de pointe (4.6 issu de l'analyse des données d'autocrontrôle).

Rq : La formule du CCTG fascicule 81, titre 2 est la suivante :

$$Q_{hpTS} = \left(1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\frac{Q_{jpTS} - Q_{jecpp}}{86,4}}}\right) \times \frac{Q_{jpTS}}{24} + \frac{Q_{jecpp}}{24} = 104 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Avec Q_{hpTS} : débit horaire de pointe temps sec,
 Q_{jpTS} : débit journalier de pointe temps sec,
 Q_{jecpp} : débit journalier des eaux claires parasites permanentes (135 m³/h, valeur de l'étude SAFEGE 2006),

La valeur du débit de pointe temps sec est donc cohérente.

3.2.1.2 Débit horaire temps de pluie et volume de bassin :

Comme indiqué § 2.1.2 – charges de temps de pluie, nous avons approché la situation à terme en intégrant au modèle canoé le raccord des trois nouvelles zones (selon deux hypothèses), ainsi que l'augmentation de la population, et en considérant la chronique de pluie de 2006.

Pour chacune des pluies, nous avons déduit de l'hydrogramme le volume de stockage nécessaire en fonction de la capacité de traitement, comme illustré ci-dessous.

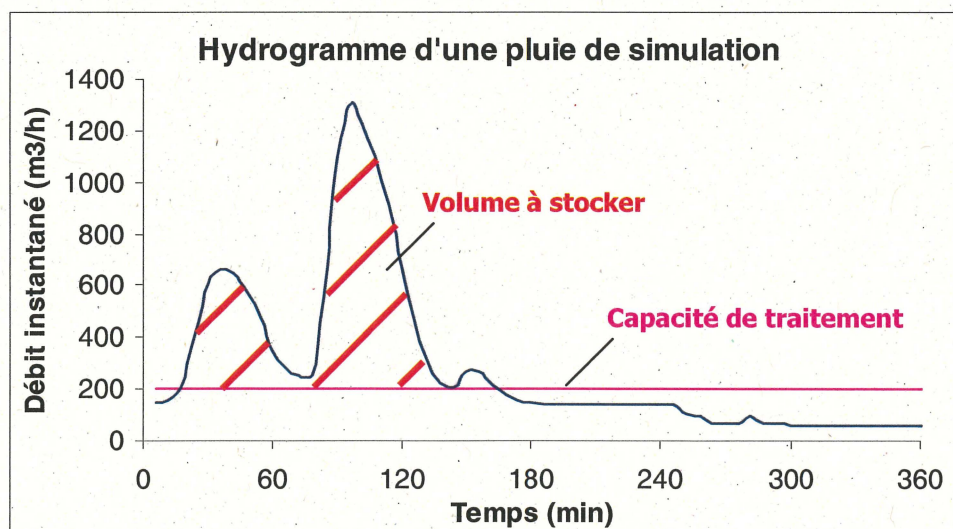


FIGURE 9 : MODE DE DETERMINATION DU COUPLE VOLUME DE STOCKAGE ET CAPACITE DE TRAITEMENT

Après avoir extrait les 12 événements les plus importants, correspondant aux déversements autorisés, nous avons déterminé le volume de stockage associé à la capacité de traitement en considérant la pluie restante la plus contraignante. Nous avons ainsi obtenu les courbes suivantes :

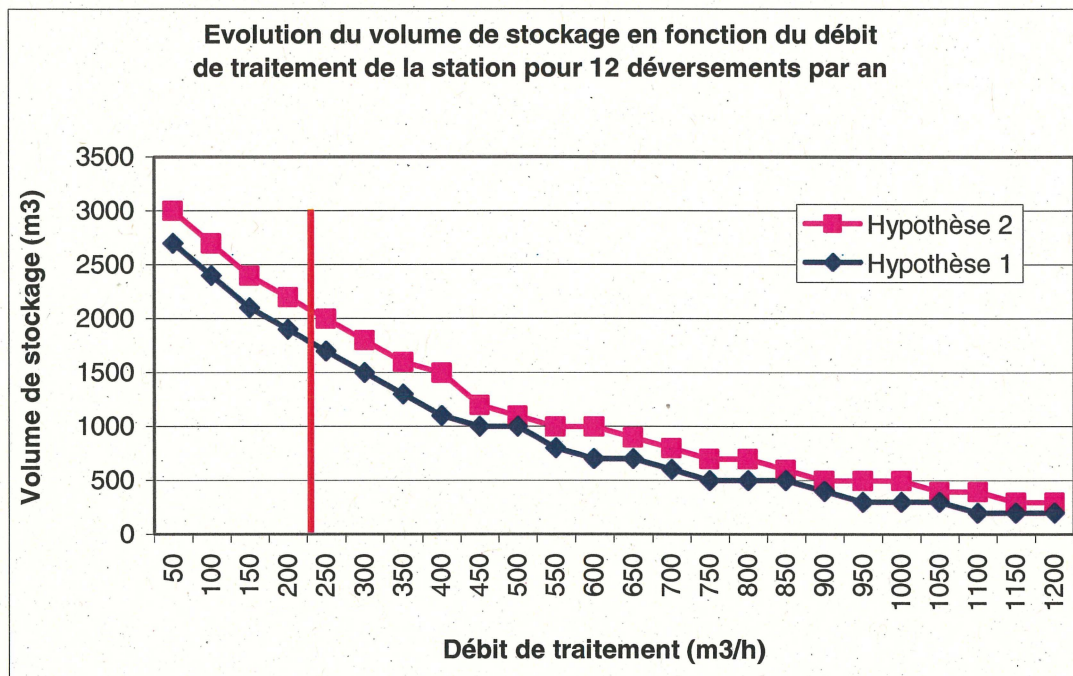


FIGURE 10 : EVOLUTION DU VOLUME DE STOCKAGE EN FONCTION DU DEBIT DE TRAITEMENT DE LA STATION

La détermination du couple capacité de traitement – volume de stockage se fait en choisissant le meilleur compromis en respectant les exigences suivantes :

- $Q_{TP} = 2 \text{ à } 3 \times Q_{TS}$;
- Temps de vidange du bassin sur la station en temps sec moyen < 24h, afin d'éviter l'influence d'une journée sur l'autre ;
- Taille de bassin compatible avec l'emprise disponible ;
- Contrainte économique (préférence à augmenter la taille de bassin plutôt que la capacité de traitement de la station).

Ainsi, pour la solution à terme nous avons retenu le dimensionnement suivant :

Hypothèse 1 :

- Débit de traitement de la station : 200 m³/h,
- Volume de stockage : 1 800 m³.

Hypothèse 2 :

- Débit de traitement de la station : 200 m³/h,
- Volume de stockage : 2 100 m³.

Le choix permet d'assurer une sécurité sur la gestion des eaux de pluie du fait que le temps de vidange de l'ouvrage est très court (moins de 13h en moyenne temps sec).

Suite à la phase 2, il a été décidé de mettre en place un bassin tampon et une filière temps de pluie. L'objectif étant de réutiliser au maximum les ouvrages de la solution transitoire, il a été décidé de construire une filière temps de pluie plus complète et d'une capacité de 200 m³/h afin de pouvoir être réutilisée à terme en prétraitements. L'augmentation de la capacité de la filière temps de pluie engendre une diminution du volume de bassin en solution transitoire à 250 m³. De plus, pour respecter le niveau de rejet en solution transitoire, le bassin n'a plus à être traversier.

3.3 NIVEAU DE REJET DES SOLUTIONS A TERME

Le niveau de rejet auquel sera soumis la station d'épuration de Saint Germain à terme est le suivant :

	Concentration en mg/l	ou	Rendement en %
MES	35		90 %
DCO	125		75 %
DBO ₅	25		80 %
NTK	10 ⁽¹⁾		-
NGL	-		-
Pt	-		-

1 : imposé à l'échelle de l'agglomération, pris en compte ici afin d'anticiper les évolutions, le rendement associé devra être cohérent avec les charges entrantes et le milieu récepteur.

TABLEAU 13 : NIVEAU DE REJET POUR LA SITUATION FUTURE

Ce niveau de rejet a été retenu par le Grand Lyon en anticipant sur les évolutions raisonnables de normes de rejets.

Il est à noter également que les conséquences pour obtenir des concentration en sortie de 15 mg/l en NGL et 2 mg/l en Pt sont indiqués dans le tableau comparatif des solutions à terme, afin de prendre en compte un éventuel basculement en zone sensible.

Le débit de référence journalier à considérer est le percentile 95% tous temps confondus. Or n'ayant les données d'autocontrôle à terme, nous avons considéré le débit journalier correspondant au 13^{ème} jours de pluie le plus important, puisque c'est celui que la station est capable de traiter. Cette valeur représente une percentile 96.7%, puisque seulement 12 jours par an ont un débit supérieur (d'après la chronique de 2006). Le débit de référence journalier est de 3 667 m³/j pour l'hypothèse 1 et de 3 891 m³/j pour l'hypothèse 2.

Afin de déterminer le débit de référence horaire, nous avons considéré le percentile 95 des débits instantanés temps de pluie simulés. Pour chacune des hypothèses, seulement 18 pluies sur les 62 ont des débits instantanés supérieurs à cette valeur. Ce débit instantané est donc dépassé moins de 5% des jours de l'année. Par conséquent, la valeur de débit horaire retenue pour référence est 800 m³/h pour l'hypothèse 1 et de 900 m³/h pour l'hypothèse 2. Au delà de cette valeur, nous pouvons considérer que nous sortons du domaine de traitement.

3.4 FILIERES ENVISAGEABLES

3.4.1 DESCRIPTIF DES SOLUTIONS ENVISAGEES

Etant données les contraintes de place, seulement trois solutions de traitement sont envisageables, à savoir :

- Le procédé de MBBR (Moving Bed Biofilm Réacteur), qui permet la réutilisation d'une partie des ouvrages existants,
- La biofiltration,
- Le procédé membranaire.

Les solutions Boues activées faible ou moyenne charge et SBR (Sequencing Batch Reactor (Bio-réacteur Séquencé)) ne sont pas envisagées pour des questions de disponibilité foncière insuffisante, en particulier lors du phasage indispensable au maintien de la continuité de service.

Concernant la filière boues, trois solutions ont été envisagées :

- Un épaissement sur table d'égouttage, suivi d'une déshydratation sur centrifugeuse ;
- Un filtre à plateau ;
- Un épaissement gravitaire suivi d'une déshydratation par centrifugeuse.

Ces filières sont compatibles avec toutes les filières eaux et permettent d'obtenir une siccité des boues minimum de 25% sans chaulage.

Cette exigence concernant les boues impose de disposer d'un primaire au niveau de la file eau. Afin d'optimiser les dépenses et de limiter l'emprise au sol nécessaire, la filière temps de pluie de la solution transitoire est réutilisée en prétraitements et en primaire de la file eau.

3.4.1.1 MBBR

Le **MBBR** (Moving Bed Biofilm Reactor) aussi appelé **R3F** (Réacteur à Flore Fixée Fluidisée) est une combinaison des procédés de traitement à culture fixée et à culture libre, qui consiste à tirer le meilleur de ces deux types de procédé en excluant leurs inconvénients respectifs (recirculation pour lavage, espace nécessaire...).

A ses débuts, le MBBR a été développé pour le traitement de l'azote. Cependant aujourd'hui, il est autant capable de traiter la pollution carbonée que azotée ou encore le phosphore grâce à un grand nombre de configurations possibles.

Le MBBR a pour principe d'assurer la mise en suspension de la flore fixée sur des supports (appelés biomédias) directement dans l'eau à traiter.



Figure 11 : biomédias en suspension



Figure 12 : différents types de biomédias

Pour cela, des éléments porteurs en plastique de densité légèrement inférieure à celle de l'eau, sont introduits dans l'eau usée et sont maintenus en mouvement par l'intermédiaire d'une agitation mécanique ou d'une aération forcée.

Les biomédias ont pour particularité de posséder une grande surface spécifique pouvant aller de $350 \text{ m}^2/\text{m}^3$ à plus de $1200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ suivant le média utilisé, contre $180 \text{ m}^2/\text{m}^3$ pour la Cloisonyle que l'on retrouve dans les lits bactériens.

La flore épuratrice se développe principalement au niveau des surfaces protégées (intérieures) du biomédia ; elle est régulée par l'intermédiaire d'une agitation permettant le décrochage de la biomasse excédentaire.

Le procédé se présente sous forme d'un ou plusieurs réacteurs en série avec des fonctions différentes dans le cycle de l'épuration (traitement de la charge carbonée, nitrification, dénitrification...)

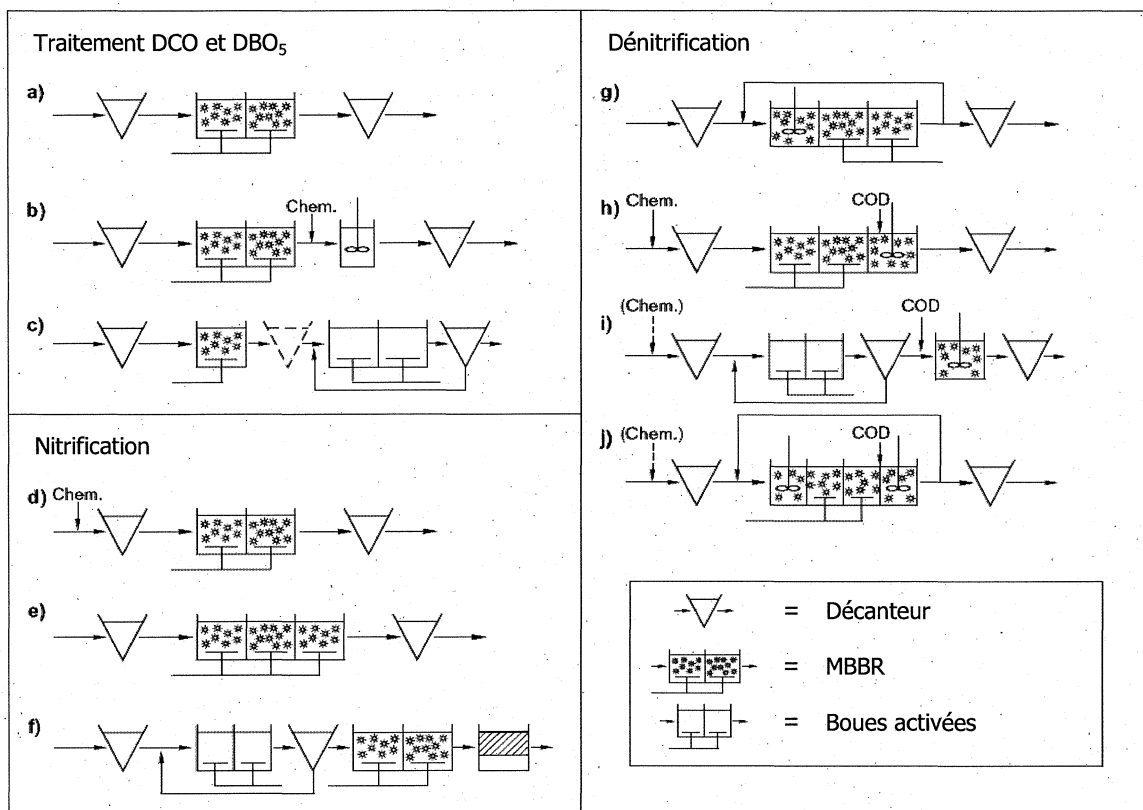


FIGURE 13 : CONFIGURATIONS UTILISANT LA TECHNOLOGIE MBBR

Justificatif des différentes étapes de traitement de la file eau :

Le principale objectif d'une solution MBBR est la réutilisation d'un maximum d'ouvrages existants, en particulier les ouvrages biologiques.

Du fait de la modification du débit de traitement, l'ensemble des prétraitements est changé. Un dégrillage grossier est indispensable pour protéger les ouvrages et équipements de la filière de traitement. Du fait du primaire en aval, un dessablage-déshuilage est indispensable pour éviter l'accumulation de flottant dans celui-ci et éviter l'accumulation de sable dans les boues extraites du primaire. Un ouvrage combiné (tamisage, dessablage, déshuilage) a été retenu afin de limiter l'emprise au sol et d'optimiser les investissements (compatibilité de la file temps de pluie en prétraitements et en primaire).

La mise en place d'un décanteur primaire est indispensable à la mise en place d'une solution MBBR pour permettre un abattement important des MES et limiter la charge arrivant au niveau des bassins biologiques. Ainsi, les volumes d'ouvrages sont optimisés. L'injection de réactif contribue également à optimiser les ouvrages de biologie en améliorant l'abattement de charge au niveau du décanteur primaire.

Une solution MBBR est basée sur la mise en place de biomédia flottant dans un bassin, suffisamment agité pour le maintenir en suspension et équipé d'une grille en sortie pour éviter la fuite de matériaux. Par conséquent, cette technologie est particulièrement appropriée à la réutilisation d'ouvrages. Ceci est d'autant plus vrai sur l'installation existante que les ouvrages sont compartimentés et by-passables.

La biomasse générant des boues plutôt aptes à flotter, la mise en place d'un flottateur pour assurer la séparation des boues de l'effluent traité est la solution la plus appropriée, d'autant plus que sa taille est réduite par rapport à un clarificateur. En effet, la vitesse de passage dans un flottateur (de l'ordre de 15 m/h) est beaucoup plus importante que sur un clarificateur (de l'ordre de 0,7 m/h).

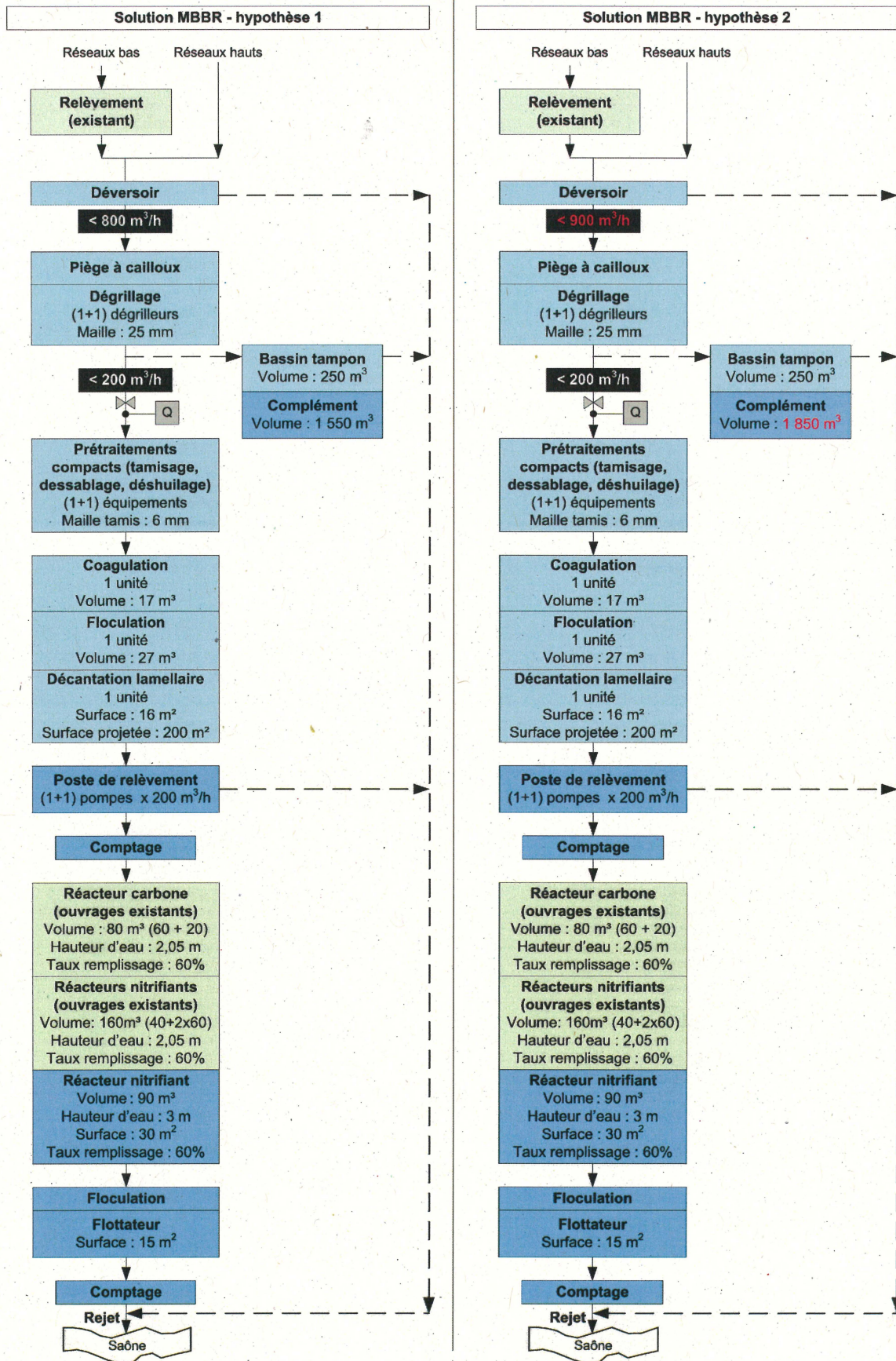


FIGURE 14 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE MBBR PRECEDE D'UN TRAITEMENT PRIMAIRE

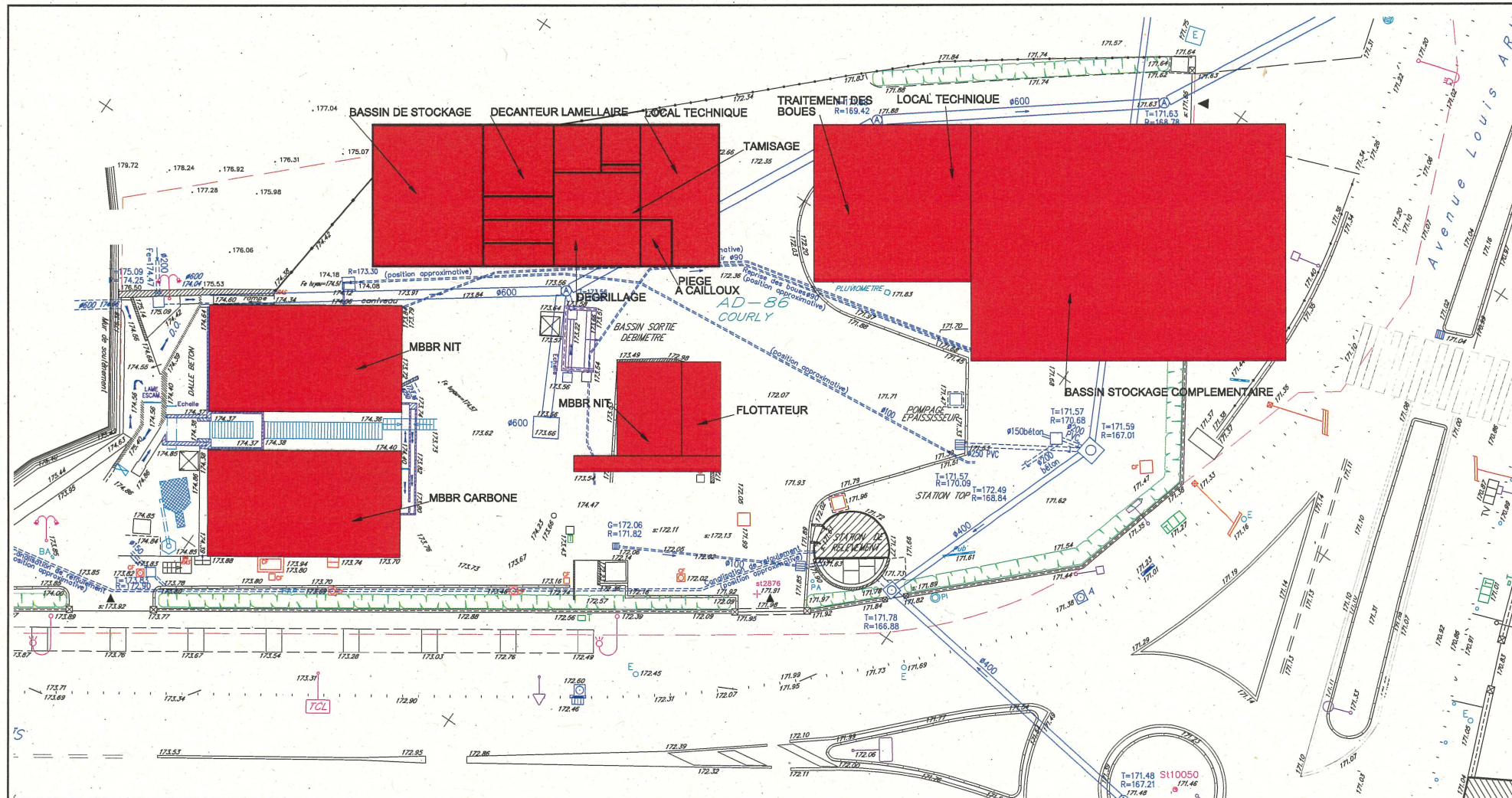


FIGURE 15 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION MBBR

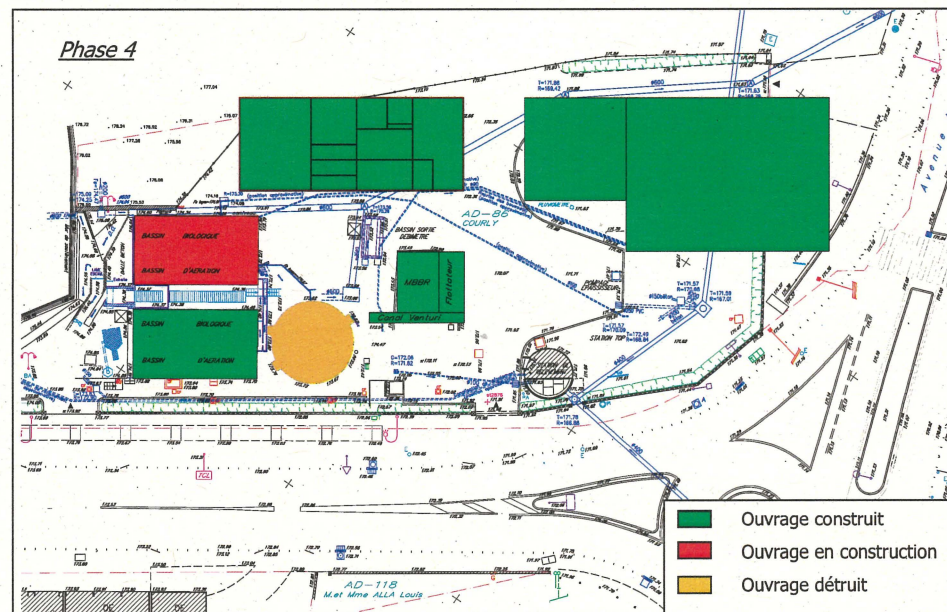
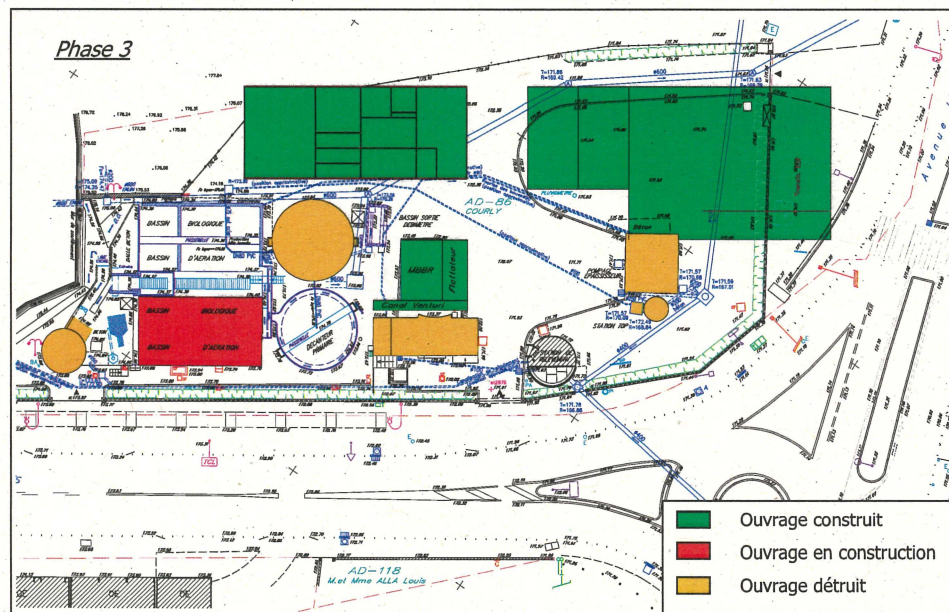
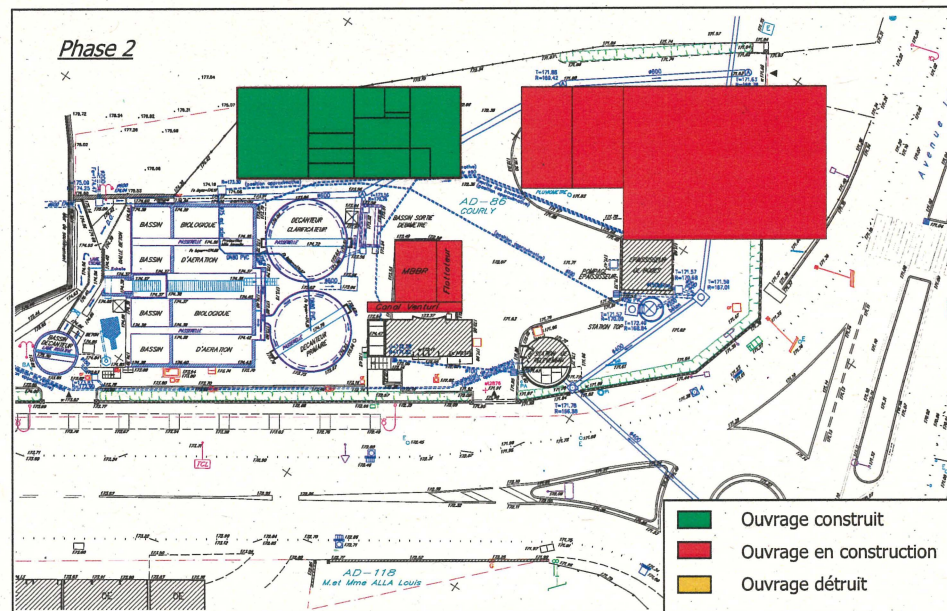
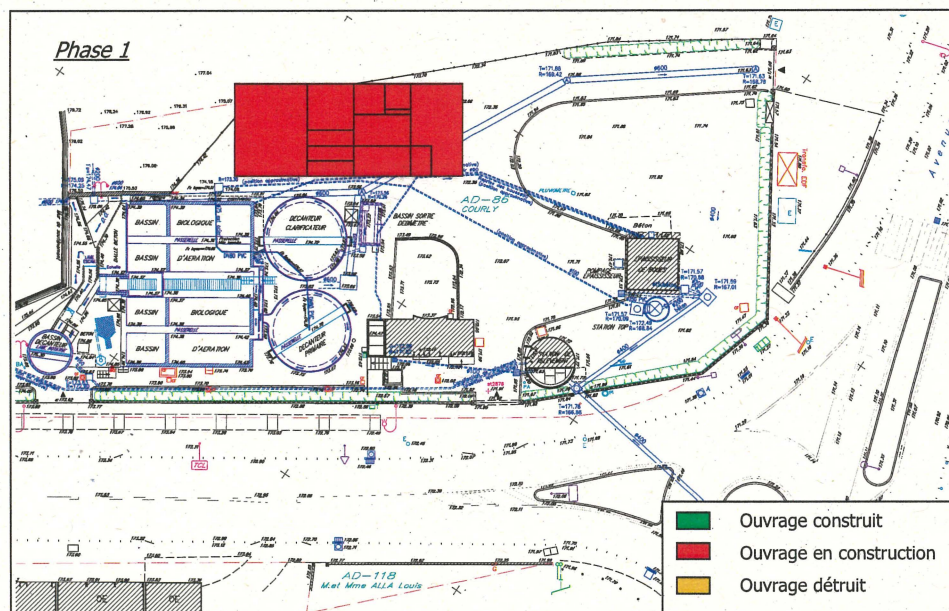


FIGURE 16 : PHASAGE DE LA SOLUTION MBBR

3.4.1.2 Biofiltration

L'activité d'une culture bactérienne dépend en particulier de sa surface d'échange avec le substrat et l'oxygène.

Dans les « boues activées », cette surface est faible du fait de la floculation.

Dans un lit bactérien, cette surface est plus élevée par rapport au volume du réacteur mais la répartition hydraulique reste délicate.

Il est donc intéressant, dans l'optique de réaliser des installations **compactes**, de fixer les micro-organismes sur un matériau granulaire poreux présentant une surface d'échange importante (argile expansée, polystyrène expansé, pouzzolane).

Compte tenu des caractéristiques physiques de ces divers supports bactériens, le volume de réacteur d'un biofiltre présente un facteur de réduction de l'ordre de 5 à 6 par rapport à une « boues activées ».

On peut, dans ces conditions, appliquer des charges très élevées. De plus, le matériau de remplissage joue un double rôle, il est le support des micro-organismes mais assure également la rétention des MES présentes et formées. Par conséquent, la mise en œuvre de clarificateurs n'est plus nécessaire.

En revanche, il sera nécessaire de décolmater le lit immergé par des lavages périodiques.

La biomasse contenue dans les pores, peu accessible au substrat, résiste bien au lavage et garantit une recolonisation très rapide.

Justificatif des différentes étapes de traitement de la file eau :

Du fait de la modification du débit de traitement, l'ensemble des prétraitements est changé. Un dégrillage grossier est indispensable pour protéger les ouvrages et équipements de la filière de traitement. Du fait du primaire en aval, un dessablage-déshuilage est indispensable pour éviter l'accumulation de flottant dans celui-ci et éviter l'accumulation de sable dans les boues extraites du primaire. Un ouvrage combiné (tamisage, dessablage, déshuilage) a été retenu afin de limiter l'emprise au sol et d'optimiser les investissements (compatibilité de la file temps de pluie en prétraitements et en primaire).

La mise en place d'un décanteur primaire est indispensable à la mise en place d'une solution par biofiltration tant pour permettre un abattement important des MES et limiter la charge arrivant au niveau des bassins biologiques, que pour récupérer les boues biologiques via la décantation des eaux sales de lavage. L'injection de réactif contribue à optimiser les ouvrages de biologie en améliorant l'abattement de charge au niveau du décanteur primaire.

Pour l'abattement de la pollution carbonée, un seul étage de traitement est suffisant. Pour l'abattement de la pollution azotée, plusieurs étages peuvent être nécessaire. Les biofiltres servant également de filtre, aucune autre étape de traitement aval n'est nécessaire.

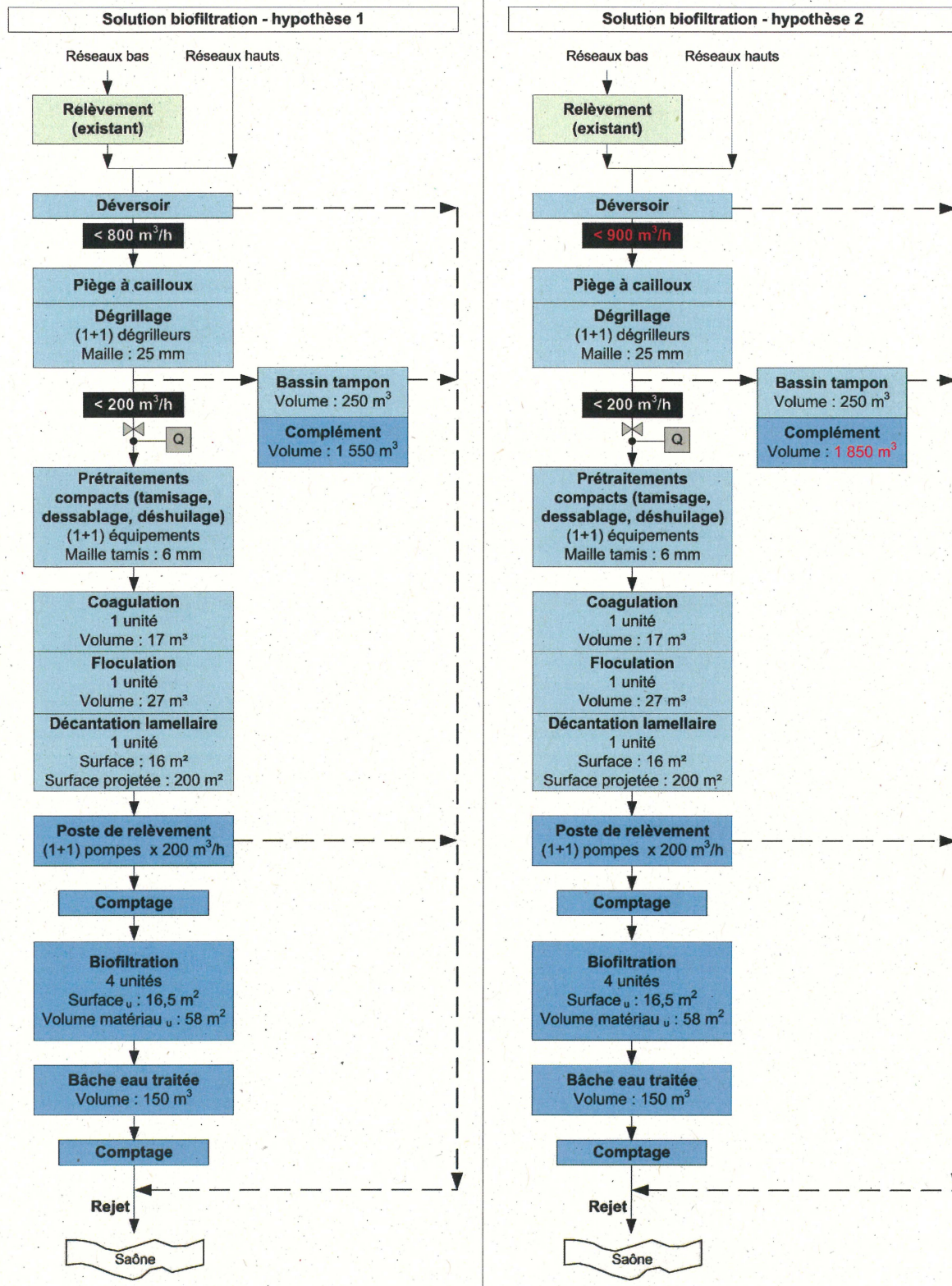


FIGURE 17 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE BIOFILTRATION

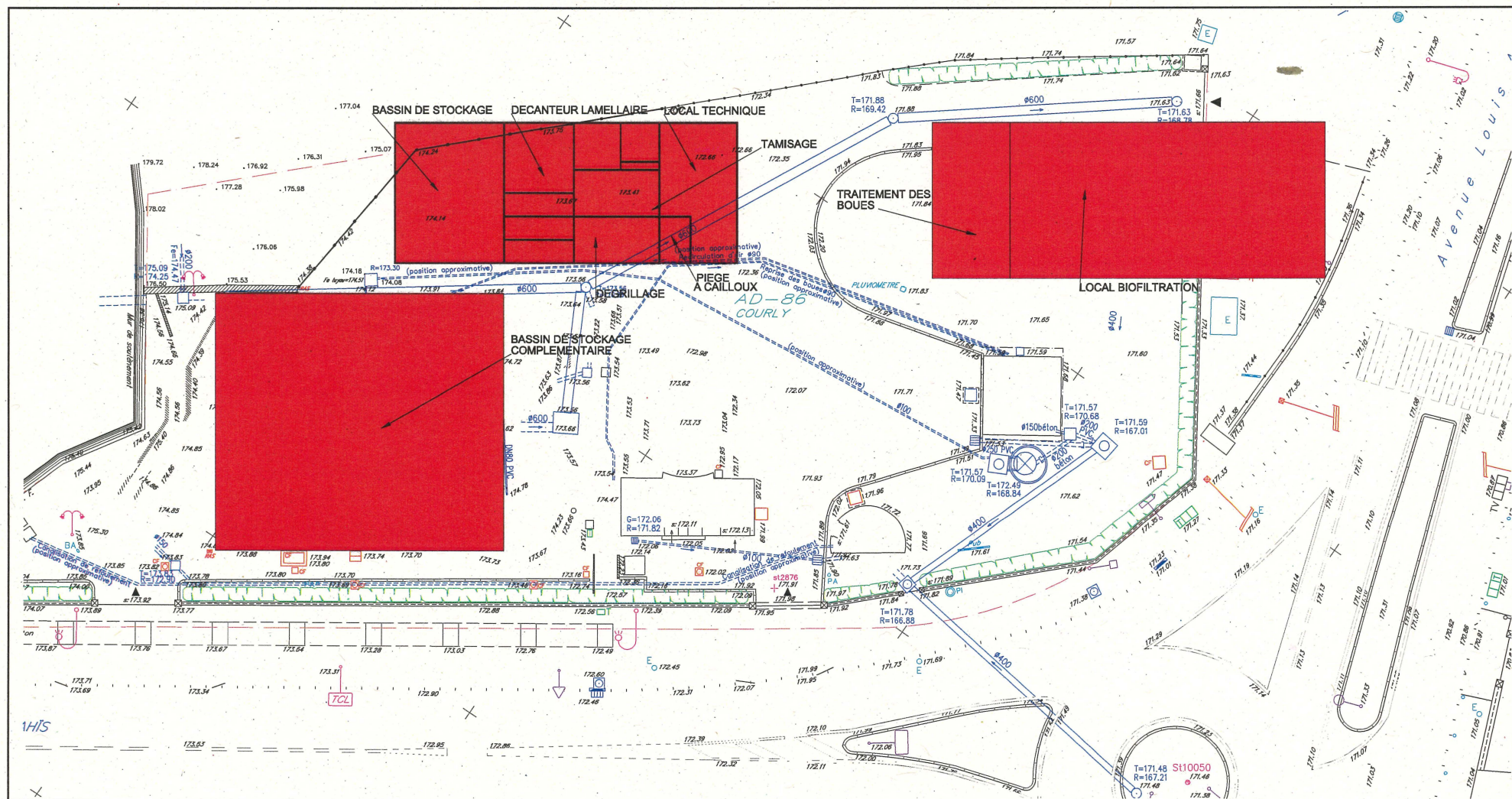


FIGURE 18 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION BIOFILTRATION

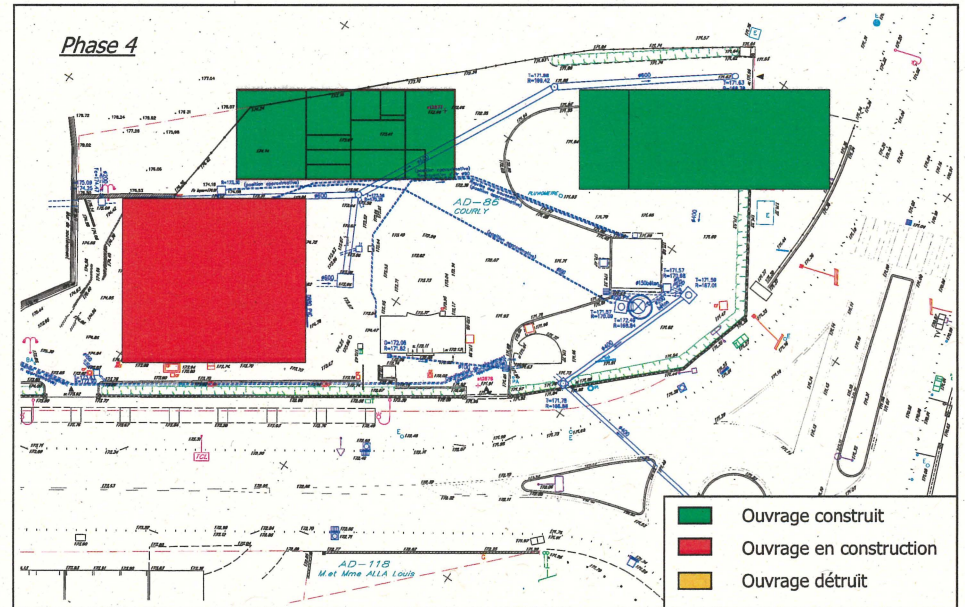
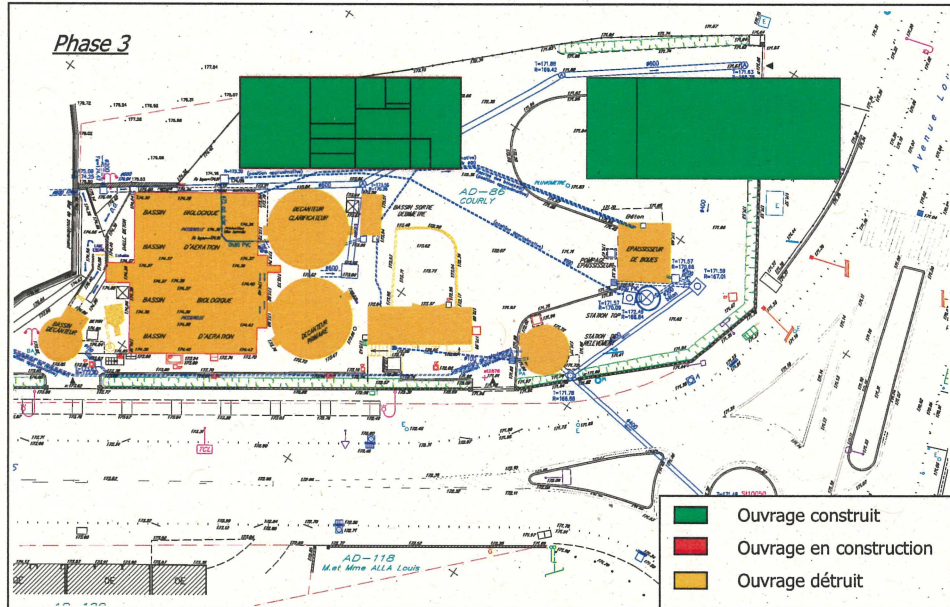
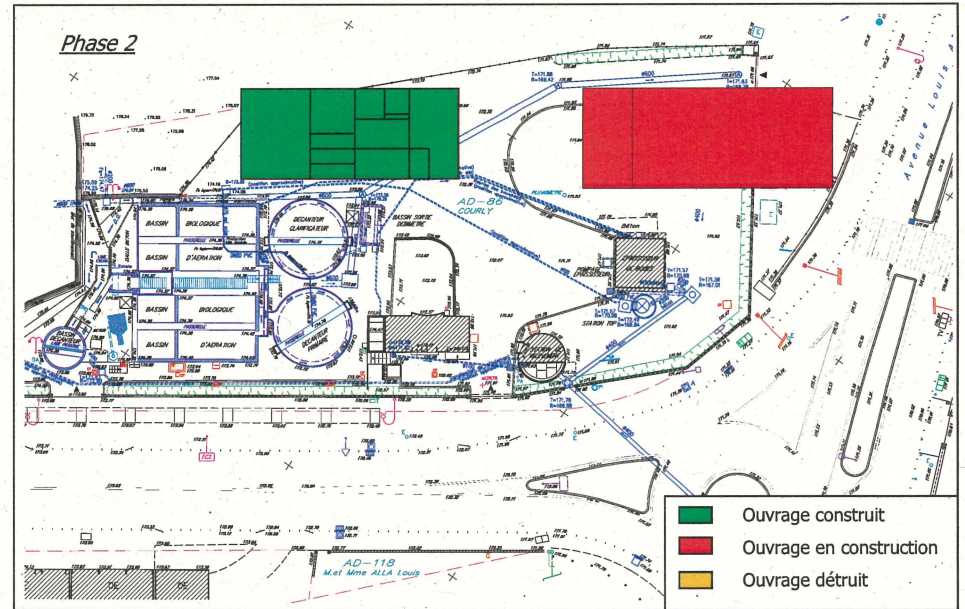
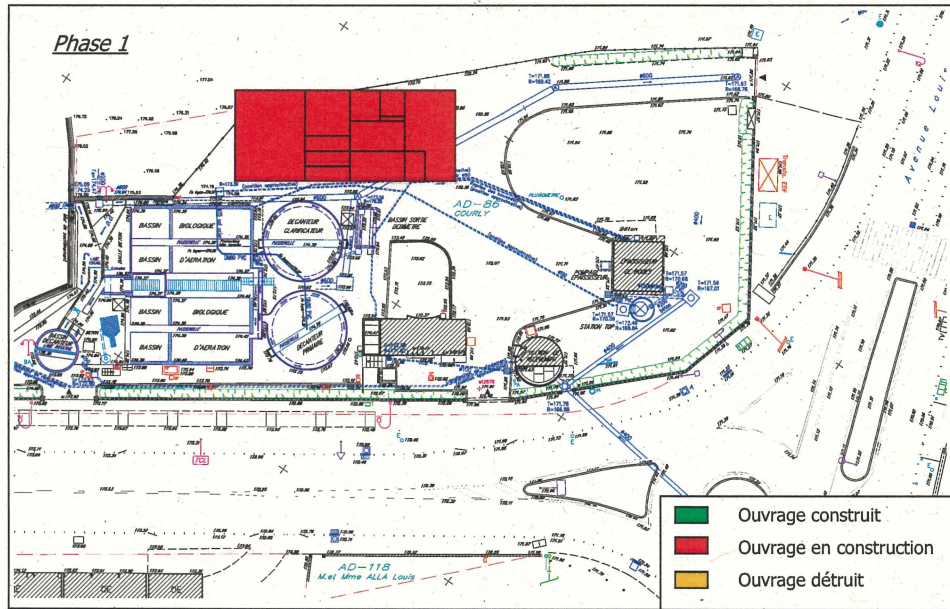


FIGURE 19 : PHASAGE DE LA SOLUTION BIOFILTRATION

3.4.1.3 Bioreacteur à membranes

Les procédés membranaires se justifient généralement lorsque les contraintes associées au site et au milieu récepteur sont fortes. Ce cas se présente lorsque le milieu récepteur est un milieu sensible (eau de baignade, qualité de l'eau très stricte...) ou lorsqu'il y a très peu de place sur le site d'implantation (bordure de mers, contraintes d'urbanisme, paysagères).

Ce dernier procédé n'est pas nouveau puisque les premiers brevets ont été déposés dans les années 70, mais ce procédé qui s'est développé essentiellement en ASIE connaît depuis quelques années un regain d'intérêt ; de nombreuses réalisations ont vu le jour au cours des dernières années au JAPON, en EUROPE et aux ETATS UNIS.

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

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

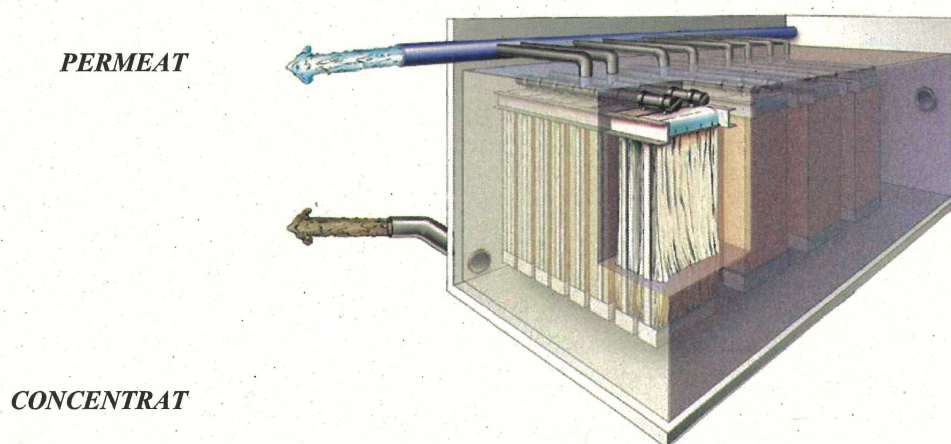


FIGURE 20 : REPRESENTATION DU PRINCIPPEE D'UN PROCEDE MEMBRANAIRE

Justificatif des différentes étapes de traitement de la file eau :

Du fait de la modification du débit de traitement, l'ensemble des prétraitements est changé. Un dégrillage grossier est indispensable pour protéger les ouvrages et équipements de la filière de traitement. Du fait du primaire en aval, un dessablage-déshuilage est indispensable pour éviter l'accumulation de flottant dans celui-ci et éviter l'accumulation de sable dans les boues extraites du primaire. Un ouvrage combiné (tamisage, dessablage, déshuilage) a été retenu afin de limiter l'emprise au sol et d'optimiser les investissements (compatibilité de la file temps de pluie en prétraitements et en primaire).

Le traitement membranaire étant particulièrement vulnérable aux éléments filiforme, un tamisage fin 1 mm à maille ronde est indispensable. Pour garantir un bon fonctionnement de ces tamis, un dessableur-déshuileur est nécessaire.

Une décantation primaire n'est pas nécessaire pour la file eau, mais est indispensable pour garantir une siccité de 25% minimum des boues sans chaulage.

L'abattement de la pollution se fait de la même manière qu'avec une boues activées classiques. Cependant, la séparation des boues se faisant par filtration, il n'est pas nécessaire d'avoir des boues facilement décantable. La concentration dans les bassins peut donc être supérieure (10 à 12 g/l au lieu des 4 à 5 g/l indispensable à une bonne clarification).

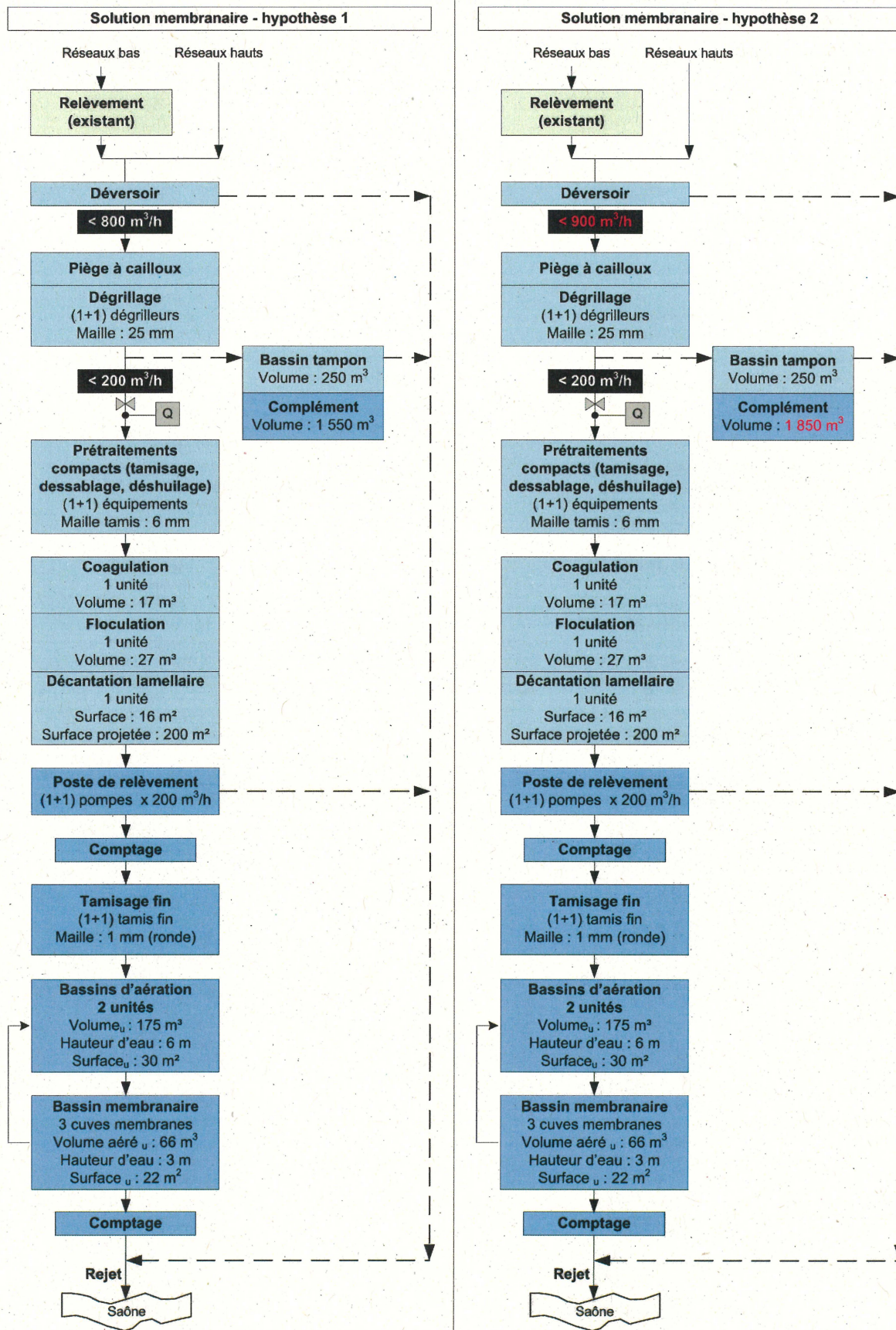


FIGURE 21 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UN PROCEDE BRM

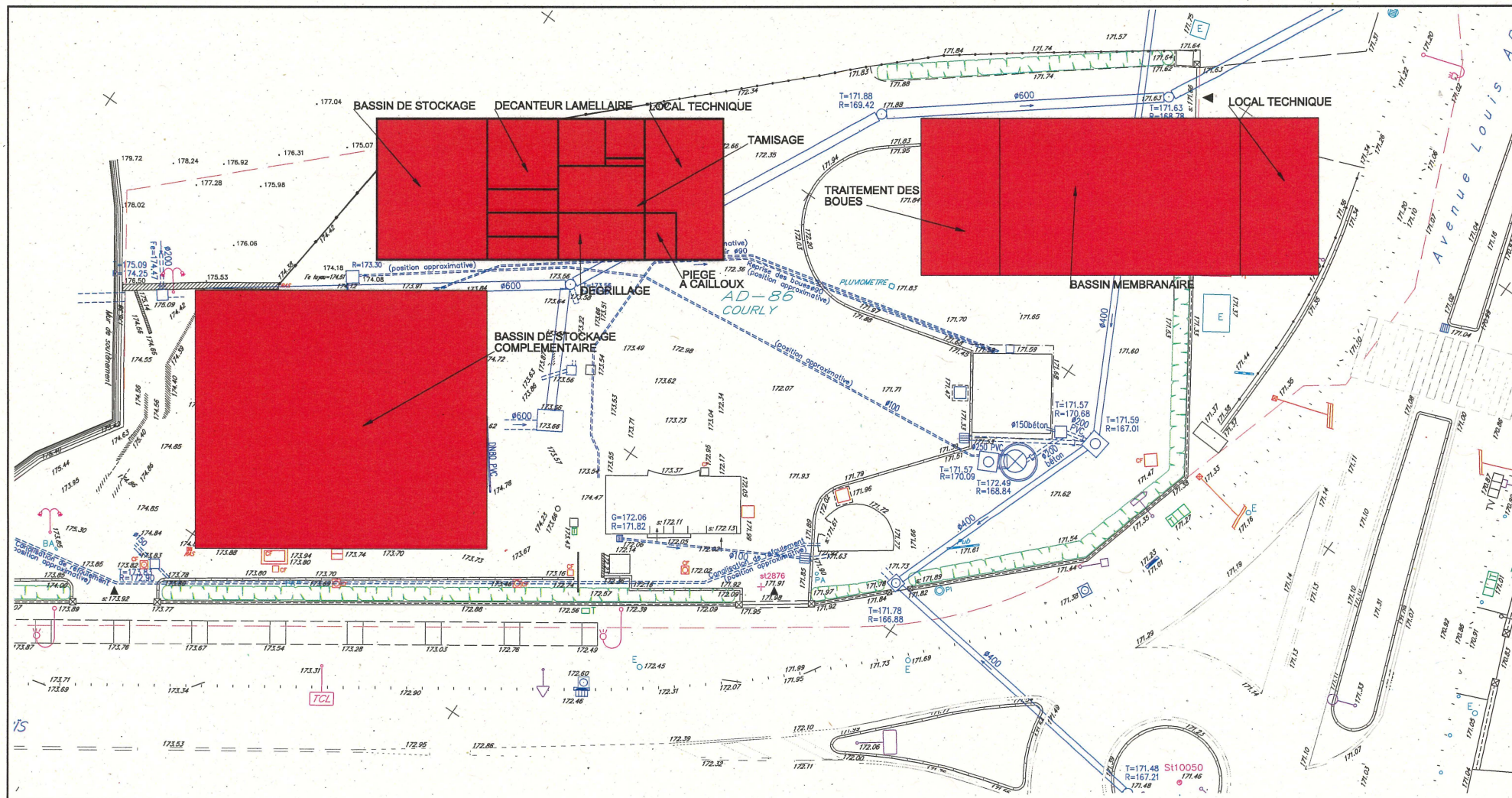


FIGURE 22 : IMPLANTATION DE LA SOLUTION BRM

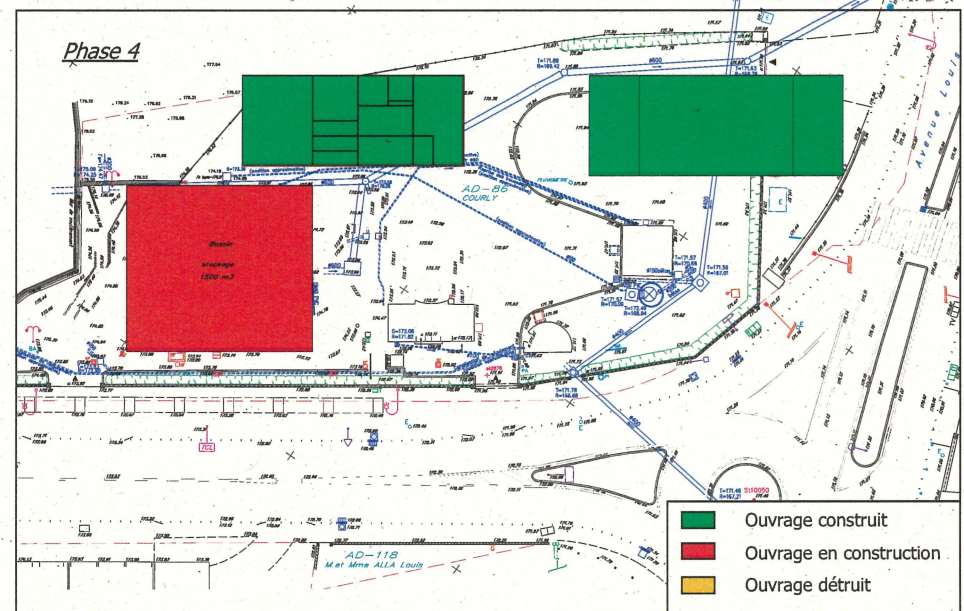
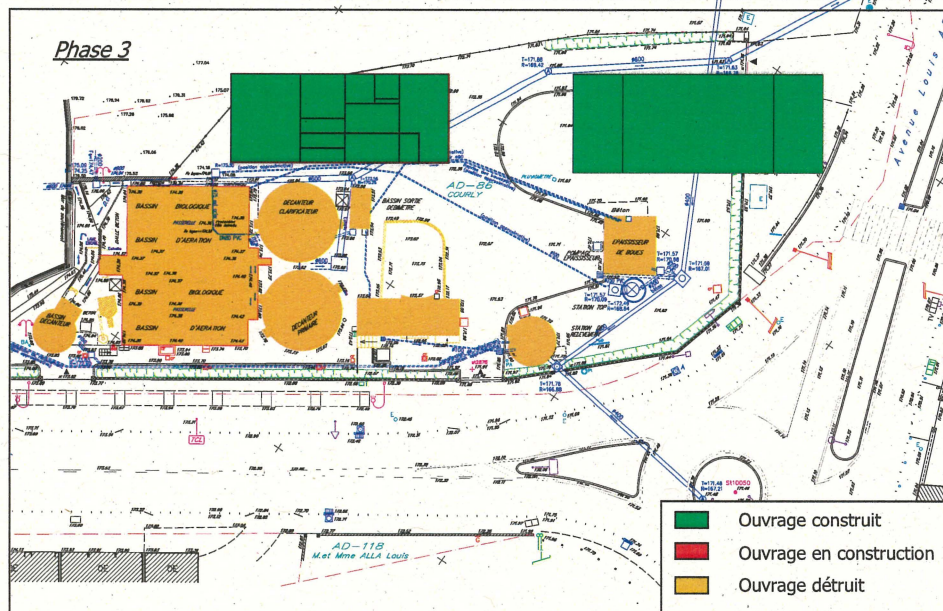
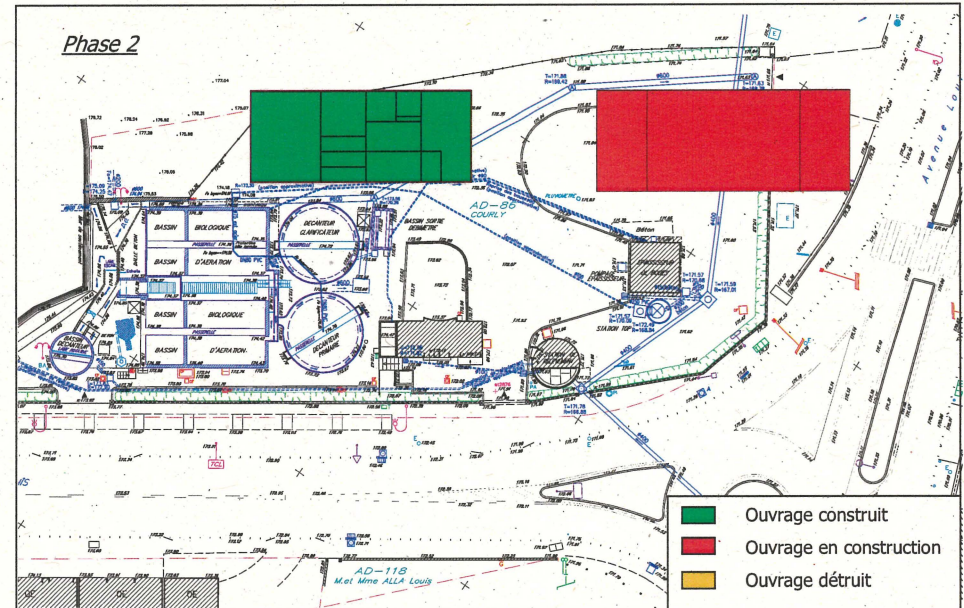
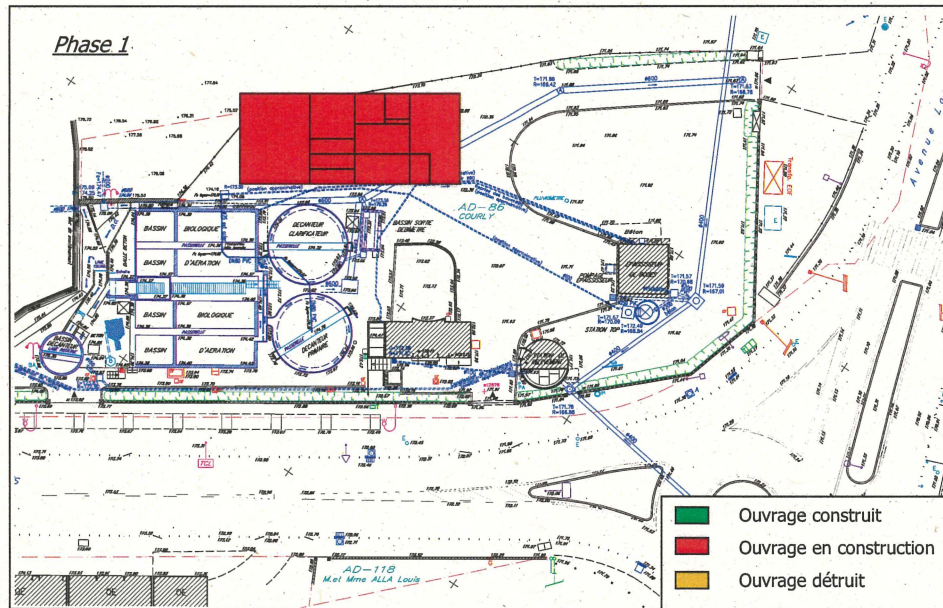


FIGURE 23 : PHASAGE DE LA SOLUTION BRM

3.4.1.4 File boue

Trois solutions avaient été envisagées initialement :

- Epaissement sur table d'égouttage et déshydratation sur centrifugeuse,
- Déshydratation sur filtre presse,
- Epaissement gravitaire et déshydratation par centrifugation.

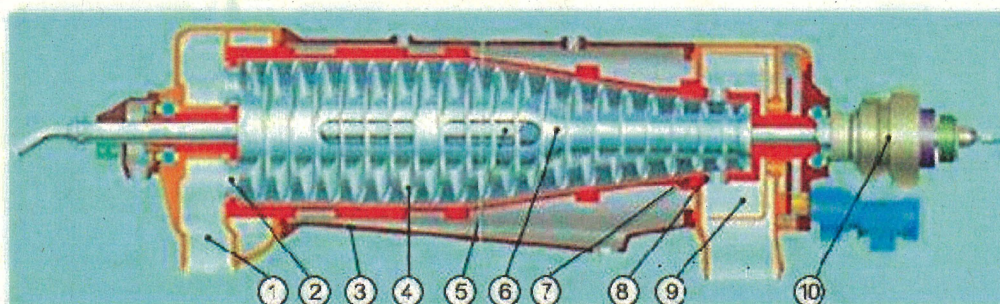
3.4.1.4.1 Principe de fonctionnement :

Epaissement sur table d'égouttage et déshydratation sur centrifugeuse :

La première étape permet de réduire la quantité d'eau contenue dans les boues afin de réduire la taille des centrifugeuses et de limiter la variabilité de la concentration des boues, facilitant les réglages de cette seconde étape.

De façon à obtenir des boues toujours pompables mais plus concentrées, on peut avoir recours à l'égouttage naturel. Pour cela, il faut que la boue soit préalablement conditionnée de manière à modifier ses forces de cohésion interne et augmenter artificiellement la taille des particules. Le conditionnement, qui a pour but de rendre la boue drainable, s'effectue en général à l'aide de polyélectrolyte. Différents dispositifs peuvent être utilisés (tambours, poches filtrantes etc...) mais la table d'égouttage est l'appareil qui allie à la fois simplicité d'emploi et fiabilité. Cet appareil, à fonctionnement continu, est placé directement au refoulement de la pompe d'alimentation en boues fraîches. La boue, préalablement floculée, est épandue sur un champ horizontal de toile ou de grilles fines, raclé en permanence par des lames en caoutchouc. La concentration de la boue augmente progressivement en avançant sur le champs de grilles. Le réglage est optimal lorsque la boue ne contient plus d'eau libre en fin de parcours. Le débit de la pompe d'alimentation, ainsi que la vitesse de raclage de la grille, sont réglables. Le lavage de la grille est réalisé de façon cyclique au moyen de pulvérisation d'eau sous pression. L'apport d'agent de floculation s'effectue à travers un mélangeur statique placé en aval de la pompe à boues. La consommation de polymère est relativement élevée, au voisinage de 5 kg par tonne de matière sèche.

Vient ensuite l'étape de centrifugation. La centrifugation consiste à appliquer une force centrifuge sur les particules d'une suspension boueuse pour provoquer leur décantation accélérée, aboutissant à l'obtention de deux phases : le sédiment et le centrât. La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation, qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides. Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le liquide clarifié ou centrât déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.



- | | |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| 1 - Evacuateur à liquides | 6 - Pelleteuse hélicoïdale |
| 2 - Niveau de liquide réglable | 7 - Bol |
| 3 - Corps de la machine | 8 - Orifices d'évacuation des solides |
| 4 - Spirale | 9 - Evacuateur à solide avec racteur |
| 5 - Tube d'alimentation | 10 - Réducteur épicycloïdal |

FIGURE 24 : SCHEMA D'UNE CENTRIFUGEUSE

Déshydratation sur filtre presse :

Des plateaux verticaux, évidés et recouverts de toiles filtrantes, sont disposés en batterie et serrés les uns contre les autres par des vérins hydrauliques. Les chambres ainsi aménagées entre chaque plateau sont alimentées ensuite avec la boue conditionnée par l'intermédiaire d'une pompe haute pression.

Une fois ces chambres remplies, l'introduction continue (débit constant) de la boue à déshydrater provoque la montée en pression (pression variable jusqu'à 15 bars) à l'intérieur du filtre par suite du resserrement progressif des pores de la boue qui se concentre. En fin de cycle, à la pression maximale, les plateaux sont séparés afin d'évacuer successivement les gâteaux formés (débatissage).

L'évacuation du filtrat est effectuée par des conduits internes qui favorisent la mise en place d'une mesure continue du débit de filtrat par débitmètre en conduite. De plus, ce dispositif permet de réduire les émanations malodorantes notamment dans le cas de traitement de boues organiques.

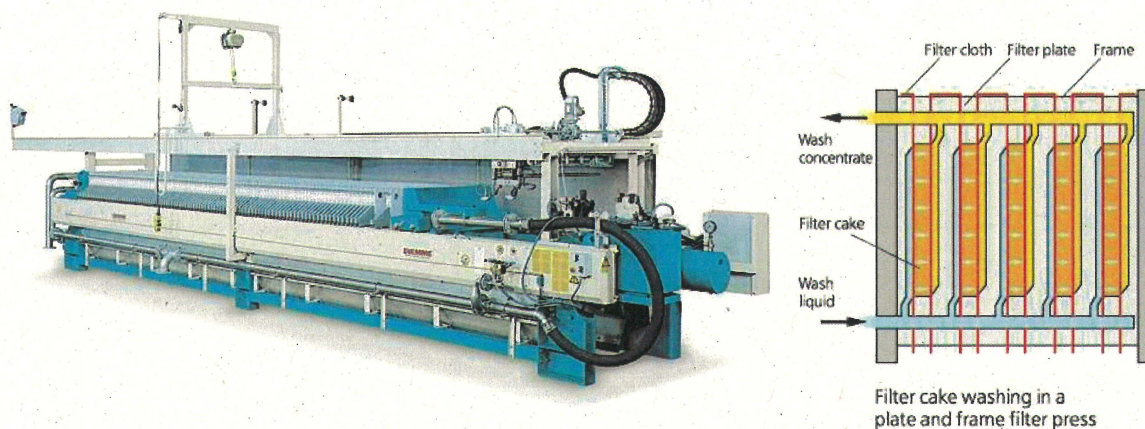


FIGURE 25 : SCHEMA D'UN FILTRE PRESSE

Épaississement gravitaire et déshydratation par centrifugation :

Le principe est, d'une part, d'homogénéiser les boues primaires et les boues biologiques, et d'autre part, de limiter la taille de la centrifugeuse au moyen d'un épaisseur hersé. Une bache de stockage permet alors de temporiser la production de boues afin d'adapter le fonctionnement de la centrifugeuse aux contraintes d'exploitation.

3.4.1.4.2 Comparatif

Solution	Emprise	Coût d'investissement	Coût d'exploitation	Facilité d'exploitation	Performance
Tables d'égouttages + centrifugation	-- Nécessite de la place par la multiplication des équipements, de leur espace de manutention (remplacement des tapis) et des différentes bâches intermédiaires	+ Coût d'équipements réduits par la réduction des tailles des machines, mais coût de génie-civil conséquent	+ Limitation de la consommation de réactif et d'énergie	+ Réglages simples Plusieurs types d'équipements	+ Atteinte de siccité de 25 à 30%
Filtre presse	- Emprise de la machine très conséquent	-- Coût d'équipements très important et coût de génie-civil important	++ Faible consommations énergétique Consommation importante de réactifs	- Matériel très fiable Pas de secours installée, présence du personnel lors des débatissages	++ Atteinte de siccité supérieur à 30%
Epaississeur et centrifugation	+ Emprise limité due au faible nombre et à la compacité des équipements	++ Coût d'équipements pas trop important et coût de génie-civil réduit	+ Limitation de la consommation de réactif et d'énergie	++ Un seul type d'équipement, fiable, exploitation réduite Nécessite un réglage régulier	+ Atteinte de siccité de 25 à 27%

TABEAU 14 : COMPARAISON DES DIFFERENTES FILIERES BOUES

++ : très favorable

+ : favorable

0 : adapté

- : défavorable

-- : très défavorable

Solution	Emprise	Coût d'investissement	Coût d'exploitation	Facilité d'exploitation	Performance	Notation
Tables d'égouttages + centrifugation	1,5/4	3/4	1,5/2	1,5/2	7/8	14,5/20
Filtre presse	2/4	1/4	2/2	0,5/2	8/8	13,5/20
Epaississeur et centrifugation	3/4	4/4	1,5/2	2/2	6,5/8	17/20

TABLEAU 15 : NOTATION DES DIFFERENTES FILIERES BOUES

3.4.2 ANALYSE MULTICRITERES SOLUTIONS A TERME

Solutions	Emprise	Complexité de phasage	Place disponible pour évolutivité postérieur	Pérennité de l'installation	Intégration en milieu périurbain	Coût investissement	Coût exploitation	Production de boues	Niveau de rejet	Evolutivité NGL 15 mg/l	Evolutivité Pt 2 mg/l
MBBR hypothèse 1	1 000 m ² Ouvrages sol transitoire : 200 m ² Ouvrages réutilisés : 450 m ² Bâtiment + bassin de stockage : 350 m ² Nouveaux ouvrages : 100 m ²	-- 4 phases avec intervention sur de l'existant	-- La quasi totalité du site est occupé	-- Réutilisation d'ouvrages existants (construits en 1963)	- Nuisance visuel importante, confinement des odeurs complexe	++ 3,6 à 4,6 M€ HT	+ 311 000 € HT	- 380 kgMS/j soit 139 tMS/an	0 Respect de ce qui est attendu	- Ajout 1 compartiment pré-dénitrification, 1 recirculation de 300% Surface supplémentaire : 100 m ² Coût supplémentaire : 480 000 € HT	+ Injection de FeCl₃ dans primaire Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT
MBBR hypothèse 2	1 050 m ² Ouvrages sol transitoire : 100 m ² Ouvrages réutilisés : 450 m ² Bâtiment + bassin de stockage : 400 m ² Nouveaux ouvrages : 100 m ²	-- 4 phases avec intervention sur de l'existant	-- La quasi totalité du site est occupé	-- Réutilisation d'ouvrages existants (construits en 1963)	- Nuisance visuel importante, confinement des odeurs complexe	+ 3,8 à 4,8 M€ HT	+ 315 000 € HT	-- 395 kgMS/j soit 144 tMS/an	0 Respect de ce qui est attendu	- Ajout 1 compartiment pré-dénitrification, 1 recirculation de 300% Surface supplémentaire : 100 m ² Coût supplémentaire : 480 000 € HT	+ Injection de FeCl₃ dans primaire Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT
Biofiltration Hypothèse 1	++ 700 m ² Ouvrages sol transitoire : 200 m ² Bâtiment biofiltres : 250 m ² Bassin de stockage : 250 m ²	++ Construction des nouveaux ouvrages avant démolition des anciens	++ Surface disponible supérieure à la situation initiale	++ Ouvrages totalement neuf	+ Ouvrages discrets et confinés Hauteur importante	0 4,6 à 5,6 M€ HT	+ 311 000 € HT	0 420 kgMS/j soit 153 tMS/an	+ Supérieur à ce qui est attendu	-- Ne rentre pas sur site (ajout d'un étage de filtre)	+ Injection de FeCl₃ dans primaire Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT
Biofiltration Hypothèse 2	+ 750 m ² Ouvrages sol transitoire : 200 m ² Bâtiment biofiltres : 250 m ² Bassin de stockage : 300 m ²	++ Construction des nouveaux ouvrages avant démolition des anciens	+ Surface disponible supérieure à la situation initiale	++ Ouvrages totalement neuf	+ Ouvrages discrets et confinés Hauteur importante	- 4,7 à 5,7 M€ HT	+ 314 000 € HT	- 435 kgMS/j soit 159 tMS/an	+ Supérieur à ce qui est attendu	-- Ne rentre pas sur site (ajout d'un étage de filtre)	+ Injection de FeCl₃ dans primaire Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT
Bioréacteur membranaire Hypothèse 1	++ 700 m ² Ouvrages sol transitoire : 200 m ² Bâtiment membrane : 250 m ² Bassin de stockage : 250 m ² Possibilité de passer à 8m hauteur d'eau dans les BA, réduisant l'emprise de 15 m ²	++ Construction des nouveaux ouvrages avant démolition des anciens	++ Surface disponible supérieure à la situation initiale	++ Ouvrages totalement neuf	++ Ouvrages discrets et confinés	- 5 à 6 M€ HT	- 350 000 € HT	+ 340 kgMS/j soit 124 tMS/an	++ Très au delà du niveau attendu	+ Ajout 1 zone anoxie, 1 recirculation de 200% Surface supplémentaire : 50 m ² Coût supplémentaire : 400 000 € HT	+ Injection de FeCl₃ dans biologie Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT
Bioréacteur membranaire Hypothèse 2	+ 750 m ² Ouvrages sol transitoire : 200 m ² Bâtiment membrane : 250 m ² Bassin de stockage : 300 m ² Possibilité de passer à 8m hauteur d'eau dans les BA, réduisant l'emprise de 15 m ²	++ Construction des nouveaux ouvrages avant démolition des anciens	+ Surface disponible supérieure à la situation initiale	++ Ouvrages totalement neuf	++ Ouvrages discrets et confinés	-- 5,2 à 6,2 M€ HT	- 353 000 € HT	0 350 kgMS/j soit 128 tMS/an	++ Très au delà du niveau attendu	+ Ajout 1 zone anoxie, 1 recirculation de 200% Surface supplémentaire : 50 m ² Coût supplémentaire : 400 000 € HT	+ Injection de FeCl₃ dans biologie Surface supplémentaire : 0m ² Coût supplémentaire : 60 000 € HT

TABLEAU 16 : SYNTHESE DE L'ANALYSE MULTICRITERES DES SOLUTIONS ENVISAGEABLES A TERMES

++ : très favorable + : favorable 0 : adapté - : défavorable -- : très défavorable

Ce coût ne prend également pas en compte les frais liés à la maîtrise d'œuvre, aux imprévus (pollution de sol, fondations spéciales...) et aux prestations complémentaires (Coordinateur SPS, Contrôleur technique...).

Concernant la file boues, le chiffrage s'est fait en considérant la solution épaissement gravitaire suivi d'une centrifugation.

Solutions	Emprise	Complexité de phasage	Place disponible pour évolutivité postérieure	Pérennité de l'installation	Intégration en milieu périurbain	Coût investissement	Coût exploitation	Production de boues	Niveau de rejet	Évolutivité NGL 15 mg/l	Évolutivité Pt 2 mg/l	TOTAL
MBBR hypothèse 1	1.5/6	0.5/2	0/1	0/1	0.25/1	2/2	1.5/2	0.5/1	1/2	1/1	0.5/0.5	8.75
MBBR hypothèse 2	1/6	0.5/2	0/1	0/1	0.25/1	1.5/2	1.5/2	0.5/1	1/2	1/1	0.5/0.5	7.75
Biofiltration Hypothèse 1	6/6	2/2	1/1	1/1	0.75/1	1/2	1.5/2	0/1	1.5/2	0/1	0.5/0.5	15.25
Biofiltration Hypothèse 2	5/6	2/2	1/1	1/1	0.75/1	0.5/2	1.5/2	0/1	1.5/2	0/1	0.5/0.5	13.75
Bioréacteur membranaire Hypothèse 1	6/6	2/2	1/1	1/1	1/1	0.75/2	0.5/2	1/1	2/2	1/1	0.5/0.5	16.75
Bioréacteur membranaire Hypothèse 2	5/6	2/2	1/1	1/1	1/1	0.25/2	0.5/2	1/1	2/2	1/1	0.5/0.5	15.25

TABLEAU 17 : NOTATION DES DIFFERENTES FILIERES EAUX

4 ANNEXES

4.1 COUTS D'EXPLOITATION

Paramètres	MBBR 1	MBBR 2	Biofiltre 1	Biofiltre 2	BRM 1	BRM 2
Energie	41 000	42 500	45 500	46 000	45 500	46 000
Réactifs	10 500	11 000	14 000	14 500	14 000	14 500
Renouvellement	180 600	180 600	167 000	167 000	205 200	205 200
Entretien	24 600	25 800	23 000	23 900	24 800	25 700
Entretien GC	8 200	8 600	14 000	14 600	15 100	15 700
Personnel	24 000	24 000	24 000	24 000	24 000	24 000
Evacuation boues	13 100	13 500	14 300	14 900	11 700	12 100
Evacuation sous produit	9 400	9 400	9 400	9 400	9 400	9 400
Total	311 000	315 000	311 000	314 000	350 000	353 000

TABLEAU 18 : DETAILS DES COUTS D'EXPLOITATION

Les coûts des évacuations sont basés sur les coûts unitaires du Grand Lyon.

Concernant le personnel, nous avons considéré respectivement 0,8 équivalents temps-pleins avec un salaire de 30 000 €HT par an.