

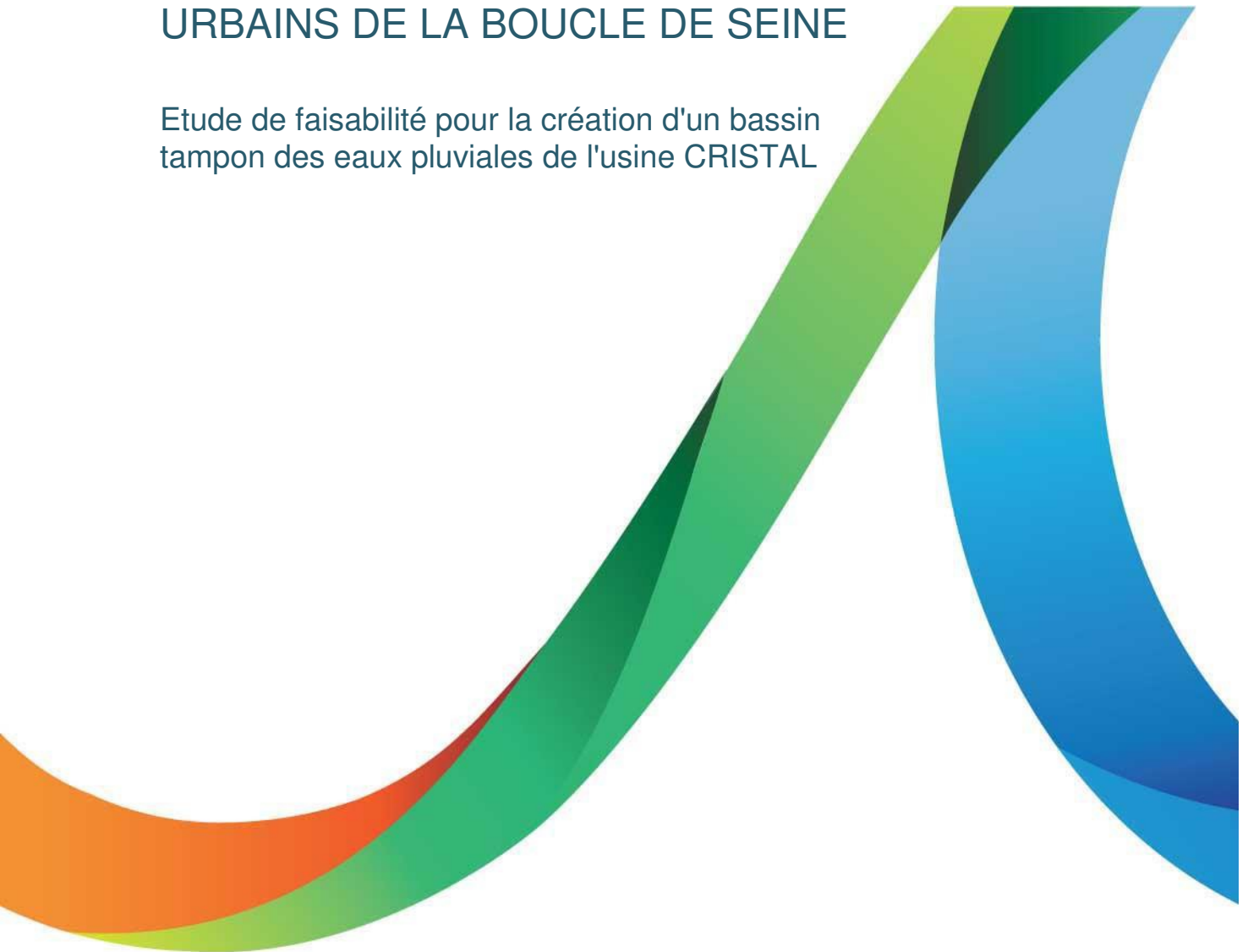
# RAPPORT - Etude de faisabilité bassin tampon

---



## SYNDICATS INTERCOMMUNAL POUR LE TRAITEMENT DES RESIDUS URBAINS DE LA BOUCLE DE SEINE

Etude de faisabilité pour la création d'un bassin  
tampon des eaux pluviales de l'usine CRISTAL



<b>Historique des révisions</b>				
<b>VERSION</b>	<b>DATE</b>	<b>COMMENTAIRES</b>	<b>RÉDIGÉ PAR :</b>	<b>VÉRIFIÉ PAR :</b>
<b>C</b>	<b>19/06/2018</b>	<b>Ajout calcul réseau</b>	<b>FV</b>	<b>VS</b>
<b>B</b>	<b>06/06/2018</b>	<b>Corrections</b>	<b>FV</b>	<b>VS</b>
<b>A</b>	<b>31/05/2018</b>	<b>Création de document</b>	<b>FV</b>	<b>VS</b>

**Maître d'ouvrage :** Syndicats Intercommunal pour le Traitement des Résidus Urbains de la Boucle de Seine

**Mission :** Etude de faisabilité pour la création d'un bassin tampon des eaux pluviales de l'usine CRISTAL

**En date du :** 19/06/2018

**Contact :** François VERGNAUD, Chargé d'Affaires

**Adresse :** NALDEO, Direction Opérationnelle Energie France,  
Agence de Saint-Quentin-En-Yvelines  
2 Boulevard Vauban  
Montigny le Bretonneux  
78 182 Saint Quentin en Yvelines CEDEX  
Tél. : 01 30 60 61 37  
Fax : 01 39 44 93 99

#### **Clause de confidentialité**

Les informations contenues dans la présente offre commerciale sont strictement confidentielles et sont réservées à l'usage exclusif de la personne destinataire. Celle-ci s'engage à ne pas les divulguer ou à ne pas les communiquer à des tiers, par quelque moyen que ce soit.

## Table des matières

<b>1</b>	<b>CONTEXTE</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>ACTEURS PRINCIPAUX</b>	<b>6</b>
2.1	Maitre d'ouvrage.....	6
2.2	Assistance à maîtrise d'ouvrage .....	6
<b>3</b>	<b>DONNEES EXISTANTES</b>	<b>7</b>
3.1	Géotechnique.....	7
3.2	Réseaux concessionnaires .....	7
3.3	Séparateurs à hydrocarbures .....	9
3.4	Capacité du réseau EP existants.....	11
3.4.1	Détermination des bassins versants .....	11
3.4.2	Vérification des diamètres.....	12
<b>4</b>	<b>CALCUL DU VOLUME DE RETENTION</b>	<b>16</b>
4.1	Détermination du bassin versant .....	16
4.2	Détermination de la surface active.....	18
4.3	Méthode des volumes.....	18
4.4	Détails des calculs du volume de rétention.....	19
4.5	Temps de vidange.....	22
<b>5</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DU BASSIN</b>	<b>24</b>
5.1	Solution gravitaire .....	24
5.2	Solution avec pompes.....	26
5.3	Solution avec mise en charge du réseau.....	26
5.3.1	Pour le débit de 2L/s/ha .....	27
5.3.2	Pour le débit de 150 m <sup>3</sup> /h.....	28
5.3.3	Fonctionnement des bassins .....	28
<b>6</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>30</b>



Syndicats Intercommunal pour le Traitement des Résidus Urbains de la Boucle de Seine  
Etude de faisabilité pour la création d'un bassin tampon des eaux pluviales de l'usine CRISTAL

## 1 CONTEXTE

---

Le SITRU, traite les déchets de 12 communes comptabilisant environ 300 000 habitants. Une partie de ce traitement est assuré par le Centre de Traitement et de Valorisation des Déchets (CTVD) Cristal situé à Carrières-sur-Seine, d'une capacité annuelle de 123 000 tonnes, équipée de 2 lignes d'incinération 2 x 8 tonne/heure. Le syndicat a établi en 2008, une délégation de service public pour l'exploitation du CTVD Cristal confiée à la société SUEZ RV Energie.

Ces dernières années, le SITRU et la société SUEZ RV Energie ont réalisé des travaux d'aménagement du site, qui ont eu pour conséquences d'augmenter les volumes d'eaux pluviales collectées et d'accentuer les débordements des bassins de rétention, dits de « Process ». La topographie du site CRISTAL est relativement plane. En cas de fortes précipitations ou de longues périodes pluvieuses de faible intensité, le débordement des bassins entraîne la submersion de la partie sud du site et provoque une gêne importante à la bonne exploitation du site. Les eaux stockées sont envoyées en continu dans le process de l'usine d'incinération dont une partie est évacuée par évaporation (par injection dans les fours et par refroidissement des mâchefers) et une autre partie est restituée vers les bassins de process. En situation actuelle, la collecte des eaux pluviales permet de satisfaire de manière excédentaire les besoins en eau de process de l'usine.

L'objet du présent rapport est l'étude de faisabilité de la construction d'un bassin de rétention des eaux de ruissellement sur le site de l'usine CRISTAL du SITRU à Carrières-Sur-Seine. Le but est de se conformer avec les débits de rejets autorisés par les autorités administratives. Le débit de rejet autorisé fait toujours l'objet de discussion au moment de la rédaction du rapport, les données étant divergentes :

- Pour la commune de MONTESSON le débit de rejet dans son réseau est de 2 L/s/ha
- A priori, l'arrêté ICPE prescrit un débit de rejet maximal de 150 m<sup>3</sup>/h

Nous avons étudié le dimensionnement d'un bassin pour les deux valeurs du débit de rejet. Faute de place sur le site, le SITRU s'oriente vers une solution de bassin enterré.

## 2 ACTEURS PRINCIPAUX

---

### 2.1 Maitre d'ouvrage

**SITRU : Syndicat Intercommunal pour le Traitement des Résidus Urbains de la Boucle de la Seine**

2 rue de l'Union 78420 Carrières-sur-Seine

Téléphone : 01 39 15 88 74

Télécopieur : 01 39 15 88 41

Courriel : [contact@sitru.fr](mailto:contact@sitru.fr)

Représenté par : Christophe FONTANET, directeur général SITRU

### 2.2 Assistance à maîtrise d'ouvrage

**NALDEO, Direction Opérationnelle Energie France,**

Agence de Saint-Quentin-En-Yvelines

2 Boulevard Vauban

Montigny le Bretonneux

78 182 Saint Quentin en Yvelines CEDEX

Tél. : 01 30 60 61 37

Fax : 01 39 44 93 99

Représenté par : François VERGNAUD, chargé d'Affaires

## 3 DONNEES EXISTANTES

### 3.1 Géotechnique

Une étude géotechnique de type G2AVP-PRO devra être menée pour valider les hypothèses de dimensionnement du bassin et si besoin dimensionner les fondations de ce dernier. Cependant, avec les différents rapports géotechniques existants fournis par le SITRU on peut supposer que l'on sera en présence de marnes calcaires avec des caractéristiques mécaniques correctes pouvant supporter les charges du bassin. A priori, il n'y a pas de nappes hors circulations superficielles éventuelles.

A noter que, bien qu'il n'y ait pas de cavités recensées au niveau de l'usine, de nombreuses cavités sont présentes dans les environs et ce point sera à vérifier lors de l'étude géotechnique.

Par ailleurs, pour avoir la surface nécessaire pour implanter le bassin, nous avons fait l'hypothèse que les fouilles seraient talutées en 1H/1V. Ce point est à confirmer lors de l'étude géotechnique. Si des talus plus faibles étaient prescrits (2H/1V par exemple) les fouilles ne pourraient plus être talutées et il serait nécessaire de prévoir des blindages / palplanches pour tenir les parois des fouilles.

### 3.2 Réseaux concessionnaires

Le positionnement du bassin tient compte des plans de recollement des réseaux transmis par le SITRU.

A noter cependant que certains réseaux électriques ne sont pas répertoriés sur les plans mais sont bien présents dans la zone des fouilles. Par la suite il faudra lancer une campagne de détection des réseaux pour les localiser précisément et le cas échéant envisager de les dévier, au moins provisoirement pendant les travaux.

Les eaux pluviales « propres » alimentant le bassin arrive par 2 réseaux distincts à l'Ouest et à l'Est du site :

- Partie Ouest :

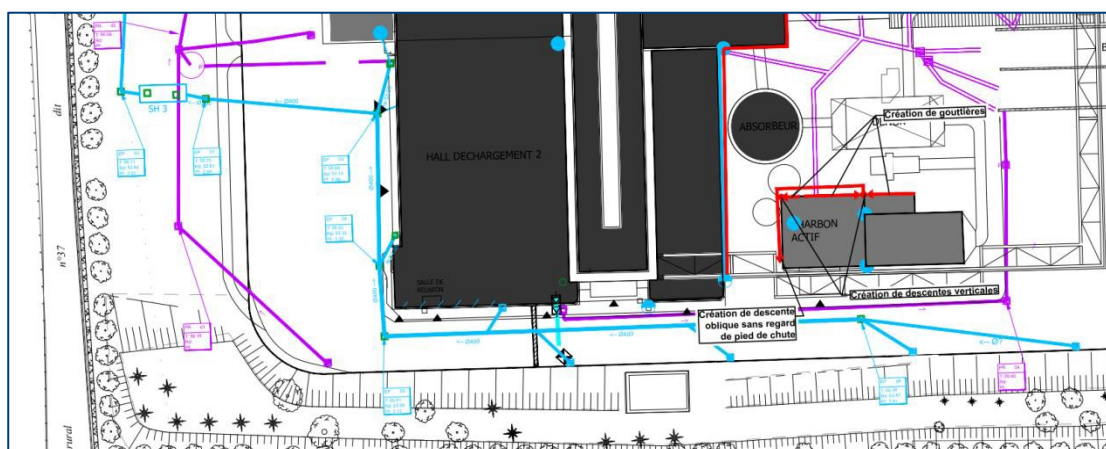


Figure 1 : Réseau EP propre partie Ouest

Le réseau Ouest est d'environ 185 ml en diamètre DN400 jusqu'au séparateur à hydrocarbures SH3 (pénétration en DN200) puis en DN300 jusqu'au point de raccordement sur le réseau communal.

- Partie Est :

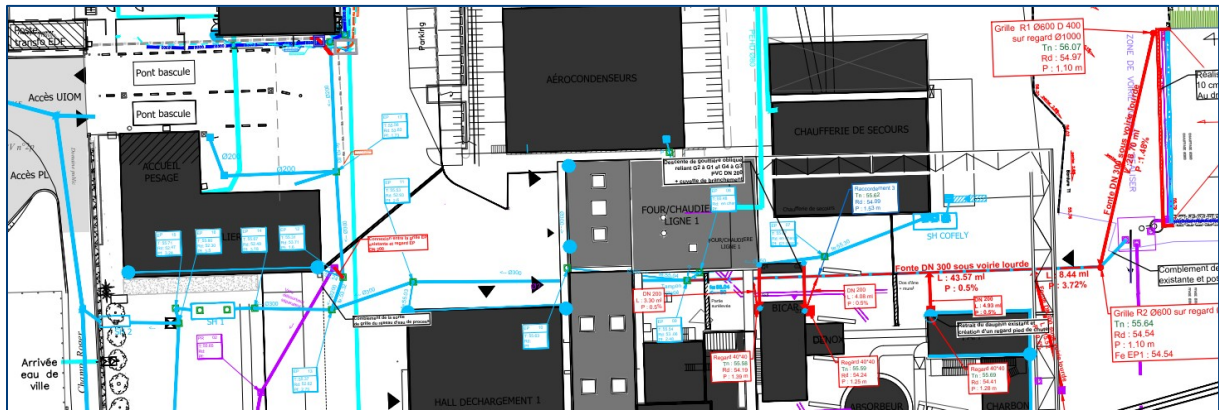


Figure 2 : Réseau EP propre partie Est

Les deux réseaux se rejoignent avant de se jeter dans le réseau de la commune de MONTESSON :

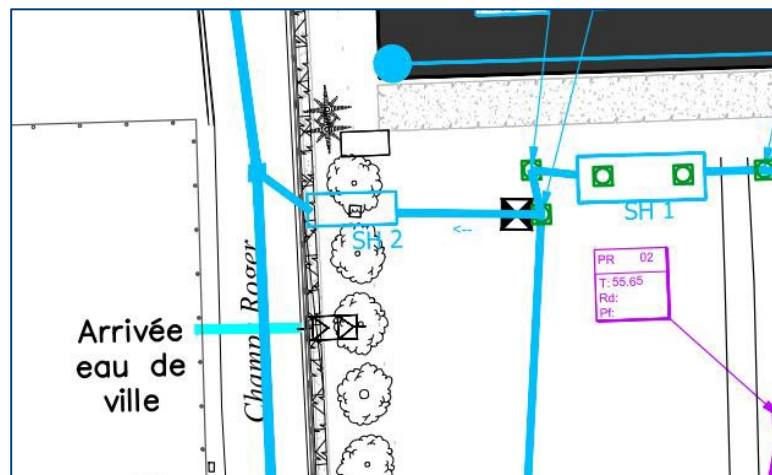
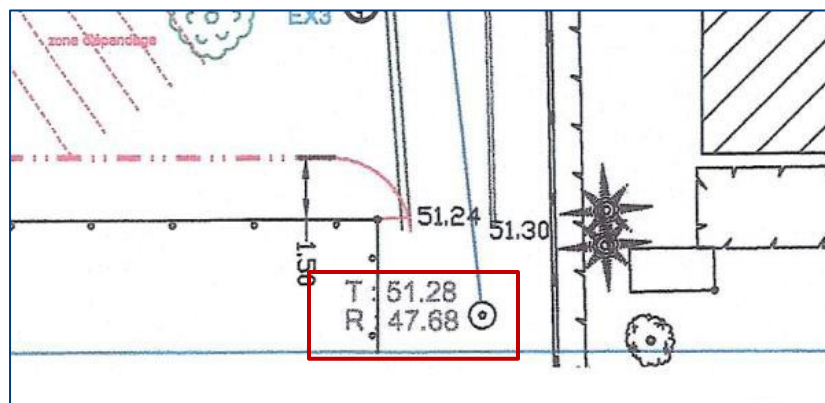


Figure 3 : Détail du raccordement du réseau EP propre sur le réseau communal

Le regard de branchement a à priori les caractéristiques suivantes :





Cependant, cette valeur est à prendre avec prudence car le TN est indiqué à 51,28 et que côté SITRU les cote TN sont aux alentours de 55,70. Il n'y a pas une différence de dénivelé si importante à cet endroit. Par contre la profondeur de 3,60 m est cohérente avec les profondeurs observées sur le réseau en amont. Pour éviter des erreurs, nous nous raccorderont sur le regard EP16.

### 3.3 Séparateurs à hydrocarbures

Les caractéristiques des séparateurs à hydrocarbures sont inconnues. A noter par ailleurs que le séparateurs SH2 ne semble pas avoir un intérêt car il se trouve directement en aval des séparateurs SH1 et SH3 (sans autre apport entre temps), sous réserves du bon fonctionnement de ces derniers. Sans information sur les séparateurs à hydrocarbures, nous prescrivons de les remplacer par des séparateurs neufs dont on maîtrisera les caractéristiques et adaptés au nouveau fonctionnement du réseau. Les dimensions de ces derniers (et par conséquent leurs coûts) pourront être maîtrisé en mettant en place des limiteurs de débit en amont (type vortex).

Le remplacement des séparateurs à hydrocarbures permettra de maîtriser le débit de rejet de l'usine.

Nous avons calculé les dimensions des séparateurs à hydrocarbures de façon à être cohérent avec les surfaces à traiter en respectant les prescriptions du document "réglementation et dimensionnement des séparateurs à hydrocarbures" du CNIDEP et des normes NF EN 858-1 et 858-2 :

- Type de déversement d'effluents : parking découvert donc séparateur de catégorie b.
- Eau de parking et rejet dans le réseau public => classe II type gravitaire avec un taux de rejet < 100 mg/L
- Calcul de la taille nominale : On utilise la formule suivante :

$$TN = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

Avec

- TN : taille nominale du séparateur calculée en L/s
- $Q_r$  : Débit maximum des eaux de pluie en entrée du séparateur, en L/s
- $f_x$  : Facteur relatif à l'entrave selon la nature du déversement => 0 pour la catégorie b
- $Q_s$  : Débit maximum des eaux usées de production en entrée du séparateur, en litres par seconde => 0 dans notre cas
- $f_d$  : Facteur relatif à la masse volumique des hydrocarbures concernés => ici essence et gasoil essentiellement donc  $f_d=1$
- Calcul du débit maximum des eaux de pluies en entrée de séparateur  $Q_r$  avec la formule

$$Q_r = C_a \cdot i_{10} \cdot A$$

Avec:

- $Q_r$  : Débit maximum des eaux de pluie en entrée du séparateur, en litres par seconde
- $C_a$  : Coefficient de ruissellement, sans dimension => ici 0,81 (cf calcul précédent)
- $i_{10}$  : Intensité pluviométrique pour un évènement décennal, en L/s.m<sup>2</sup> => Pour les Yvelines  $i_{10} = 0,03$  L/s.m<sup>2</sup>
- A : Surface découverte de la zone de réception des eaux de pluie, mesurée horizontalement, en m<sup>2</sup>

Le séparateur étant associé au bassin que l'on peut assimiler à un déversoir d'orage on ne traitera que 20% de  $Q_r$ .

Ci-dessous, le détail des calculs :

	Bassin Est	Bassin Ouest
Ca	0,81	0,81
$i_{10}$ (L/s.m <sup>2</sup> )	0,03	0,03
A (m <sup>2</sup> )	7555,00	3892,00
$Q_r = C_a \cdot i_{10} \cdot A$ (L/s)	183,59	94,58
$Q_r$ traité = 0,2. $Q_r$ (L/s)	36,72	18,92
$f_x$	0	0
$Q_s$ (L/s)	0	0
$f_d$	1	1
$TN = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$ (L/s)	36,72	18,92
<b>TN (L/s) retenu</b>	<b>40</b>	<b>20</b>
<b>Volume déboureur</b>		
$100 \cdot TN / f_d$ (L)	4000	2000

Les valeurs obtenues sont respectivement de 40 L/s et 20 L/s. Ce n'est pas compatible avec les différents débits de fuites autorisés.

Afin de respecter les débits de fuite autorisés, nous prescrivons :

- De placer un unique séparateur à l'aval du bassin et des réseaux existants

En effet si on laisse le bassin en parallèle des séparateurs SH1 et SH3 il faut que  $Q_{\text{bassin}} + Q_{\text{SH1}} + Q_{\text{SH3}} < 2$  L/s/ha ou 150 m<sup>3</sup>/h avec pour conséquences :

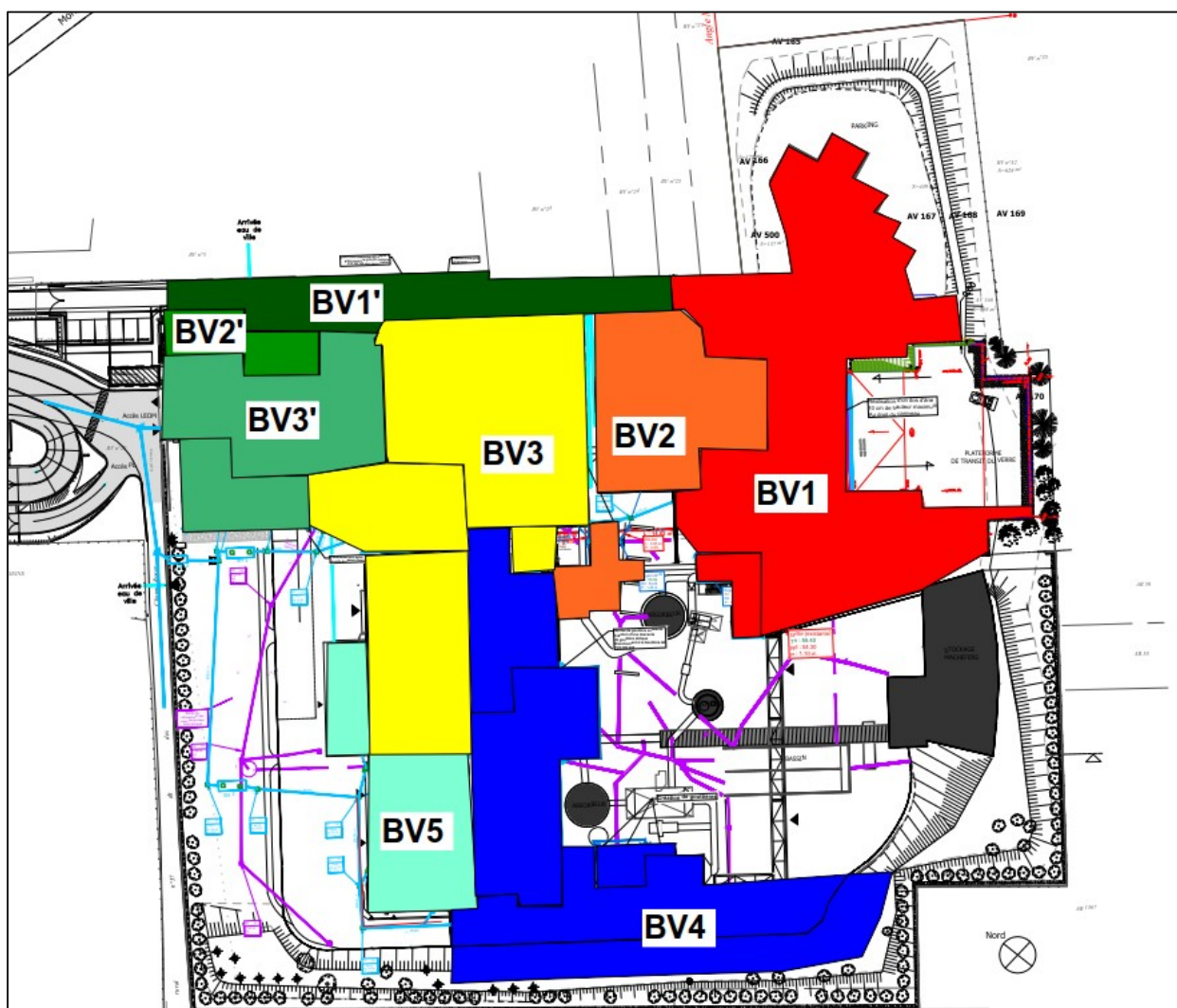
- De diminuer de façon importante le débit du bassin et donc d'augmenter sa taille
- De mettre en place 2 séparateurs à hydrocarbures avec des débits de fuite très faible (< 1 L/s) et il n'existe quasiment aucun produit correspondant sur le marché.
- De dimensionner le séparateur pour un débit de 2 L/s/ha soit environ 4 L/s ou 150 m<sup>3</sup>/h et une hauteur d'eau maximal de 1,91 m. Au-delà on prévoira un by-pass du séparateur pour éviter un disfonctionnement de ce dernier et le relargage d'hydrocarbures vers le réseau
- De supprimer les 2 tronçons existants EP13-EP16 et EP03-EP16 pour que l'intégralité du flux passe par le bassin et l'unique séparateur.

### 3.4 Capacité du réseau EP existants

Suite à différents travaux sur le réseau de collecte des eaux pluviales du site, il n'est pas certain que le réseau soit capacitaire par rapport au volume d'eau ruisselé calculé précédemment.

#### 3.4.1 Détermination des bassins versants

Pour vérifier le dimensionnement du réseau on divise les zones d'apport en bassins versants successifs comme sur le schéma ci-dessous :



On distinguera :

- Le bassin Est, alimenté par 2 antennes avec les bassins versants successifs suivants :
  - BV1, BV2, BV3
  - BV1', BV2' et BV3'
- Le bassin Ouest alimenté par les bassins versants successifs suivants :

- BV4 et BV5

Les différents bassins versants sont composés des zones avec les caractéristiques suivantes :

NOM	Surface (m <sup>2</sup> )	Ca	Surface active (m <sup>2</sup> )	Bassin versant
charbon actif est	130	0,9	117	BV1
denox-bicar	152	0,9	136,8	BV2
voirie sud	2900	0,8	2320	BV1
voirie Nord	556	0,8	444,8	BV3
accueil pesage	353	0,9	317,7	BV3'
aérocondenseurs + four chaudières Ligne 1	996,6	0,9	896,94	BV3
aérocondenseurs + four chaudières Ligne 1	513,4	0,8	410,72	BV3
chaufferie secours	652,08	0,9	586,87	BV2
chaufferie secours	335,92	0,8	268,74	BV2
voirie est	852	0,8	681,6	BV1'
voirie pont bascule	936	0,8	748,8	BV3'
hall déchargement	814	0,9	732,6	BV3
locaux smitom	274	0,9	246,6	BV2'
	<b>9465</b>	<b>0,84</b>	<b>7909,17</b>	
charbon actif est	90	0,9	81	BV4
est four chaudiere ligne 2	454	0,9	408,6	BV4
four chaudiere ligne 2	880	0,9	792	BV4
bureau adminsitratifs	185	0,9	166,5	BV5
hall déchargements 2	660	0,9	594	BV5
voirie ouest	879	0,8	703,2	BV4
espace vert ouest	707	0,2	141,4	BV4
	<b>3855</b>	<b>0,75</b>	<b>2886,7</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>13320</b>	<b>0,81</b>	<b>10795,87</b>	

Bassin versant	Surface (m <sup>2</sup> )	Surface active (m <sup>2</sup> )	Ca moyen
BV1	3030	2437	0,80
BV2	1140	992,41	0,87
BV3	2880	2485,06	0,86
BV1+BV2	4170	3429,408	0,82
BV1+BV2+BV3	7050	5914,468	0,84
BV1'	852	681,6	0,80
BV2'	274	246,6	0,90
BV3'	1289	1066,5	0,83
BV1'+BV2'	1126	928,2	0,82
BV1'+BV2'+BV3'	2415	1994,7	0,83
BV4	3010	2126,2	0,71
BV5	845	760,5	0,90
BV4+BV5	3855	2886,7	0,75

### 3.4.2 Vérification des diamètres

Pour juger du bon dimensionnement des réseaux on vérifie les diamètres en fonction du débit de pointe sur chacune des surfaces d'apport pour un épisode pluvial d'occurrence 10 ans (pour être en cohérence avec le dimensionnement du bassin de rétention).

### 3.4.2.1 Bassin Ouest

Pour le bassin Ouest on obtient les résultats suivants :

<b>Bassin Ouest</b>				
	<b>BV4</b>	<b>BV5</b>	<b>BV4+BV5</b>	<b>Total Ouest</b>
<b>Données</b>				
A (m <sup>2</sup> )	3010	845	3855	3855
p (m/m)	0,011	0,011	0,011	0,011
L (km)	0,128	0,086	0,17	0,17
Ca moyen	0,71	0,90	0,75	0,75
<b>Calcul du débit de pointe</b>				
<b>m<sup>3</sup>/h</b>	304,134	141,053	391,116	391,116
<b>Vérification réseau (Manning-Strickler)</b>				
Pente moyenne	1%	1%	1%	1%
Matériau	Béton	Béton	Béton	Béton
<b>Diamètre actuel</b>	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>400</b>
Qmax (m <sup>3</sup> /h)	733	733	733	733
Validité	OK	OK	OK	OK
<b>Diamètre proposé (fonte)</b>				
<b>Diamètre proposé (PVC)</b>				
<b>Diamètre proposé (Béton)</b>				

Sur la partie Ouest du site, les réseaux sont à priori capacitaire en cas d'épisode pluvial d'occurrence 10 ans avec un diamètre nominal de 400 mm.

A noter qu'en amont et en aval du séparateur SH3 le réseau est en DN200 et DN300 ce qui est insuffisant. Dans la configuration actuelle, bien que dans l'ensemble le réseau soit capacitaire le rétrécissement en sortie pourrait provoquer une montée en charge du réseau. Cependant, le projet de bassin ci-après supprimera cette problématique.

### 3.4.2.2 Bassin Est

Pour la partie Est, on obtient les résultats suivants :

Bassin Est											
	BV1	BV2	BV3	BV1+BV2	BV1+BV2+BV3	BV1'	BV2'	BV3'	BV1'+BV2'	BV1'+BV2'+BV3'	Total Est
<b>Données</b>											
A (m <sup>2</sup> )	3030	1140	2880	4170	7050	852	274	1289	1126	2415	9465
p (m/m)	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011
L (km)	0,104	0,064	0,092	0,122	0,179	0,073	0,04	0,061	0,091	0,126	0,179
Ca moyen	0,80	0,87	0,86	0,82	0,84	0,80	0,90	0,83	0,82	0,83	0,84
<b>Calcul du débit de pointe</b>											
m <sup>3</sup> /h	358,782	177,979	373,702	474,615	733,627	125,689	57,384	186,986	162,006	301,427	926,022
<b>Vérification réseau (Manning-Strickler)</b>											
Pente moyenne	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
Matériau	Fonte	Fonte	Béton	Fonte	Béton	Béton	Béton	Béton	Béton	Béton	Béton
<b>Diamètre actuel</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>200</b>	<b>200</b>	<b>200</b>	<b>300</b>	<b>300</b>
Qmax (m <sup>3</sup> /h)	553	553	340	553	340	340	115	115	115	340	340
Validité	OK	OK	à modifier	OK	à modifier	OK	OK	à modifier	à modifier	OK	à modifier
<b>Diamètre proposé (fonte)</b>			<b>300</b>		<b>350</b>			<b>200</b>	<b>200</b>		<b>400</b>
<b>Diamètre proposé (PVC)</b>			<b>315</b>		<b>500</b>			<b>250</b>	<b>250</b>		<b>500</b>
<b>Diamètre proposé (Béton)</b>			<b>400</b>		<b>500</b>			<b>300</b>	<b>300</b>		<b>500</b>

Comme supposé, les réseaux sont sous-dimensionnés sur la partie aval des bassins versants notamment dans toute la zone d'entrée du site (pont bascule / hall déchargement n°1).

Pour rendre le réseau capacitair nous prescrivons le remplacement des canalisations existantes selon les cas :

- Par le même diamètre mais avec un matériau avec un meilleur coefficient de Manning-Strickler (Fonte, PVC)
- Par de la fonte sous voirie et du PVC sous espace vert
- Par des diamètres supérieurs

*Nota 1 : les diamètres et matériaux des réseaux existants sont supposés par rapport à la connaissance du site et aux plans fournis par le SITRU. On notera cependant des "rétrécissements" de diamètres qui ne semblent pas logiques d'un point de vue hydraulique.*

*Nota 2 : Certains réseaux existants sont en DN200. S'il s'agit de réseaux type "béton", il est possible qu'il s'agisse de fibro-ciment.*

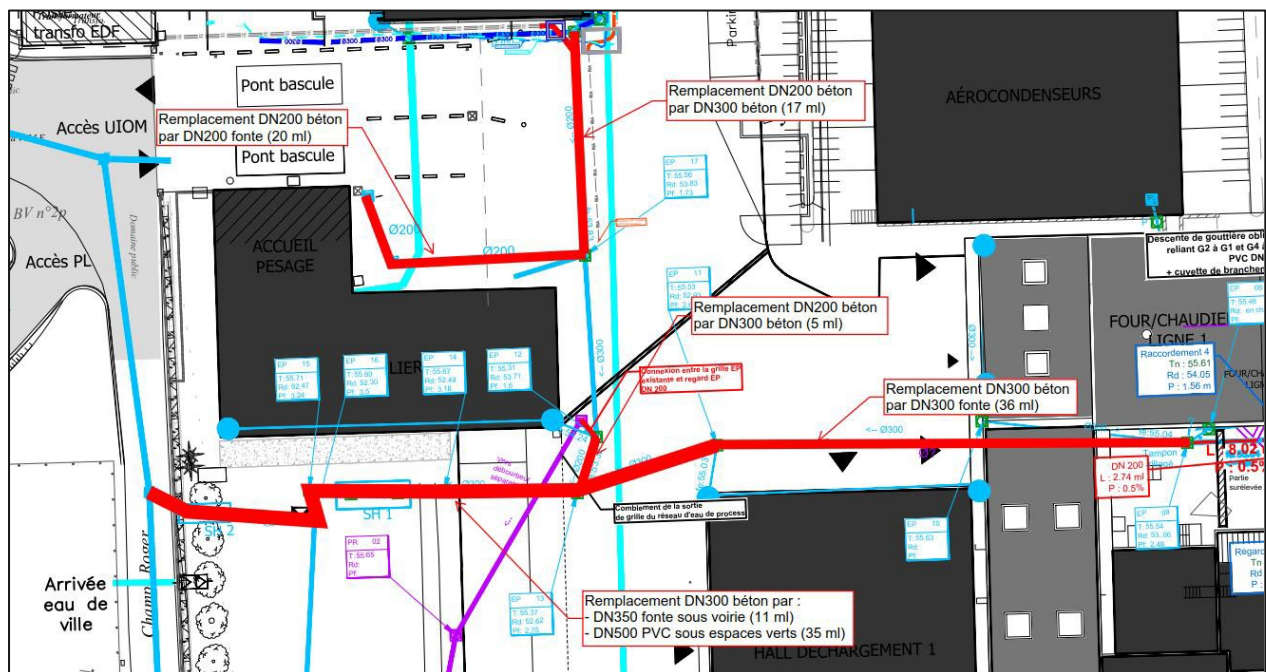
### 3.4.2.3 Ensemble du réseau

Pour l'ensemble des réseaux se déversant vers le réseau communal on obtient :

	Total Est	Total Ouest	TOTAL
	Données	Données	
A (m <sup>2</sup> )	9465	3855	13320
p (m/m)	0,011	0,011	0,011
L (km)	0,179	0,17	0,179
Ca moyen	0,84	0,75	0,81
Calcul du débit de pointe		Calcul du débit de pointe	
m <sup>3</sup> /h	926,022	391,116	1177,452
Vérification réseau (Manning-Strickler)		Vérification réseau (Manning-Strickler)	
Pente moyenne	1%	1%	1%
Matériau	Béton	Béton	Béton
<b>Diamètre actuel</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>300</b>
Qmax (m <sup>3</sup> /h)	340	733	340
Validité	à modifier	OK	à modifier
<b>Diamètre proposé (fonte)</b>	<b>400</b>		<b>450</b>
<b>Diamètre proposé (PVC)</b>	<b>500</b>		<b>500</b>
<b>Diamètre proposé (Béton)</b>	<b>500</b>		<b>500</b>

Actuellement, le branchement vers le réseau de la commune de MONTESSON n'est pas capable d'évacuer le volume d'eau ruisselé lors d'un épisode décennal. Dans l'optique de "tamponner" le débit de fuite du site, le réseau n'a pas vocation à évacuer l'ensemble des eaux. Cependant, au-delà de l'épisode décennal, on pourra prévoir une surverse en DN500.

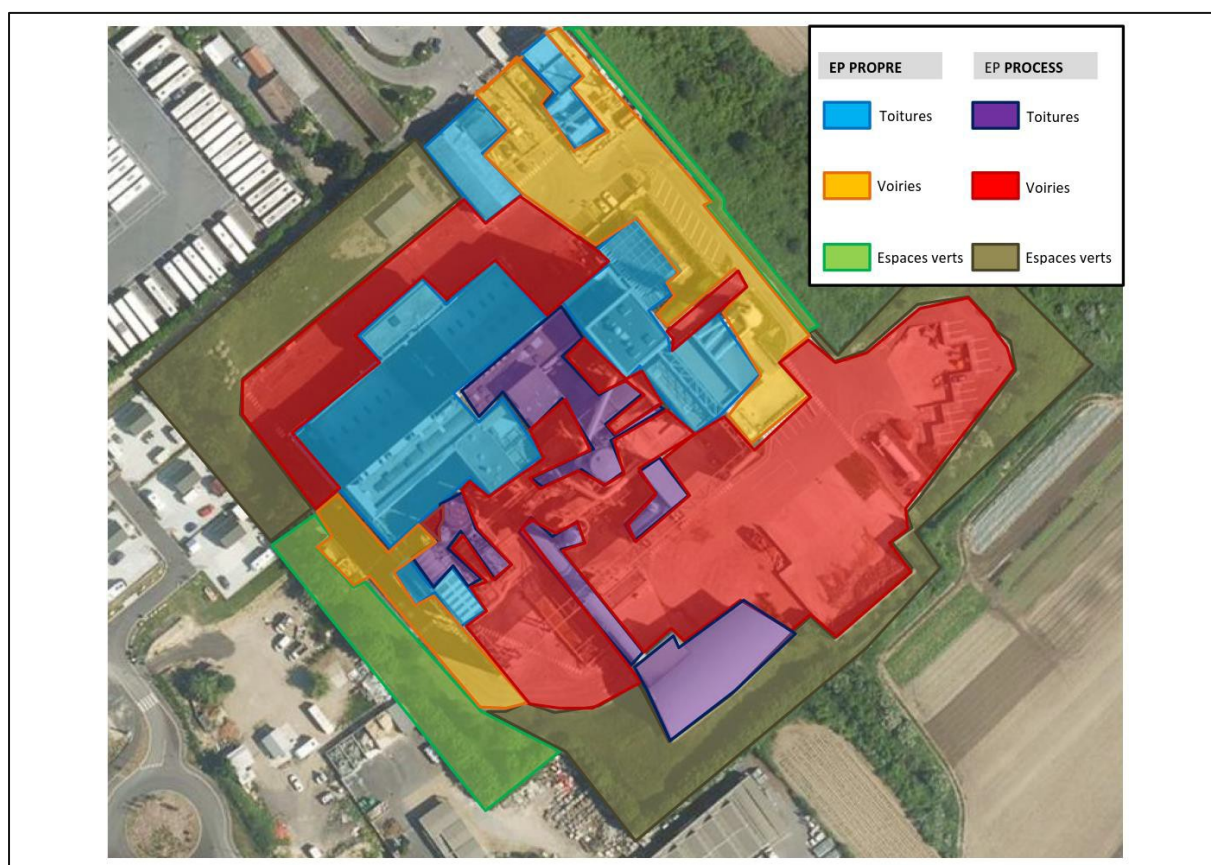
Ci-dessous schéma récapitulatif des propositions de modifications :



## 4 CALCUL DU VOLUME DE RETENTION

### 4.1 Détermination du bassin versant

Le SITRU récupère une partie de ses eaux pluviales pour le process de l'usine (EP Process). Elles sont à distinguer des eaux de ruissellement rejetées vers le réseau communal (EP propres) qui rentreront en compte dans notre calcul. Ci-dessous la répartition actuelle des bassins versants :



*Figure 4 : Répartition des bassins versants de l'usine avant travaux*

A noter que le SITRU a engagé des travaux de déconnexion d'une partie des eaux de ruissellement allant vers le circuit process pour les renvoyer avec les eaux propres. Le schéma ci-dessous illustre la répartition des bassins versants suite à ces travaux :



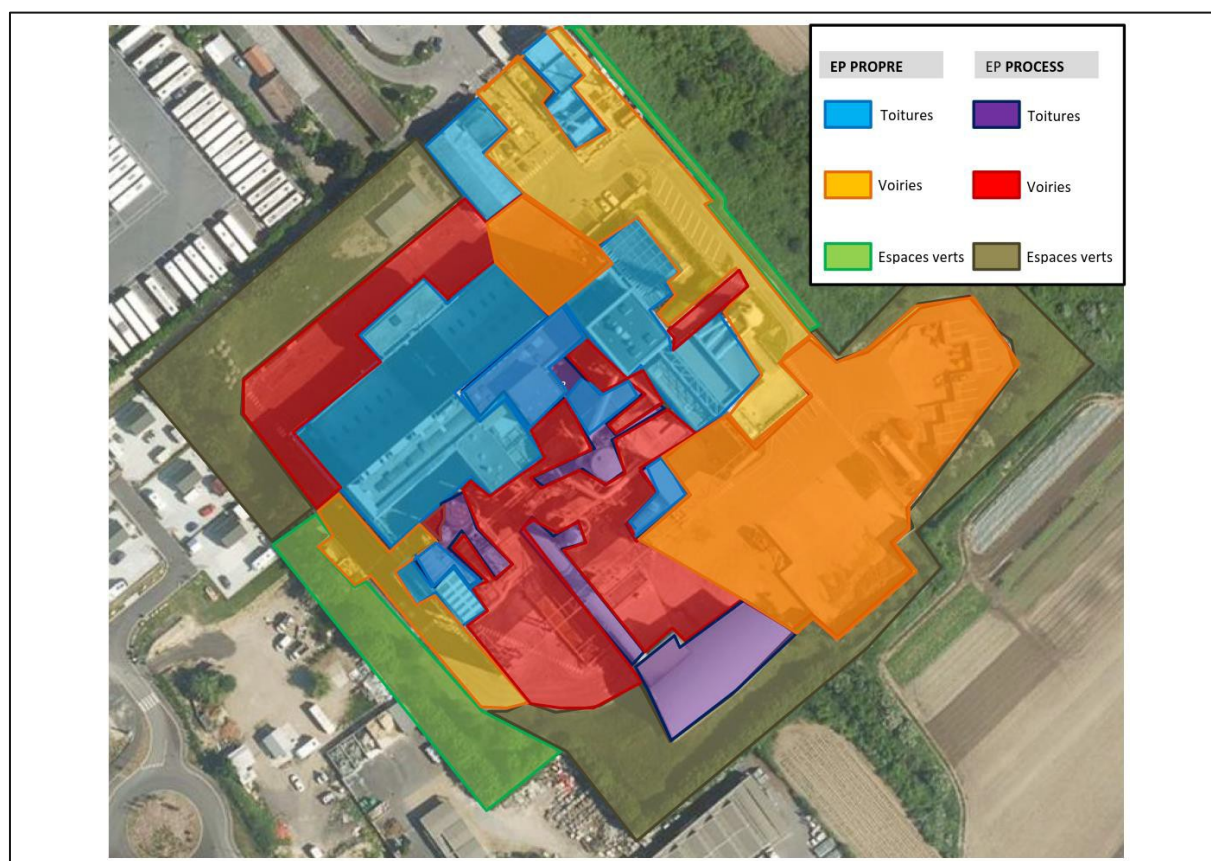


Figure 5 : Répartition des bassins versants de l'usine après travaux

A partir de l'analyse du site et des données de l'étude Merlin Phase 1" fournie par le SITRU, nous avons déterminé les surfaces d'apport selon leurs natures :

		Surface (m <sup>2</sup> )	
		Avant travaux	Après travaux
EP propre	Toitures	3765	4591
	Voiries	2750	6206
	Espaces verts	650	650
EP process	Toitures	1300	474
	Voiries	9330	5874
	Espaces verts	1750	1750
<b>TOTAL</b>		<b>19545</b>	<b>19545</b>

**Figure 6 : Surface de bassin versant par type**

Pour information, par la suite on considérera les valeurs après travaux de déconnexion.

## 4.2 Détermination de la surface active

Le calcul du volume de rétention tient compte des surfaces « imperméabilisées » du site. En effet, les surfaces « brutes » déterminées précédemment ne tiennent pas compte de la capacité de ruissellement de chaque type de surface. Pour cela on applique un coefficient de ruissellement  $C_a$  caractéristique à chaque type de surface.  $C_a$  varie entre 1 et 0 allant respectivement de la surface la plus imperméable à la plus perméable. Les valeurs de  $C_a$  peuvent varier de façon importante selon les sources et la bibliographie et nous avons choisi d'appliquer des valeurs usuelles suivantes :

- Toitures  $C_a=0,9$
- Voiries  $C_a=0,8$
- Espaces verts  $C_a=0,2$

On obtient donc la surface active  $S_a$  suivante :

Type de surface	S (m <sup>2</sup> )	S (ha)	$C_a$	$S_a$ (ha)
Toitures	4591	0,4591	0,9	0,41319
Voiries	6206	0,6206	0,8	0,49648
Espaces verts	650	0,065	0,2	0,013
	<b>Sa =</b>			<b>0,92267</b>

## 4.3 Méthode des volumes

Pour calculer le volume du bassin de stockage nous sommes basé sur la méthode des volumes qui se base sur le calcul de l'intensité de la pluie à partir de la formule de Montana :

$$I(t) = a \cdot t^{-b}$$

Avec

- $I(t)$  l'intensité de la pluie en mm/h
- $t$  le temps de pluie en mn
- $a, b$  les coefficients de Montana

Pour les coefficients de Montana nous sommes basés sur les valeurs de la station de TRAPPES (78). Nous disposons des données pour des pas de temps de 6 min à 2h, de 2h à 12h et de 12h à 48h

(domaines de validité des coefficients de Montana). Pour ce type d'ouvrage sur un site industriel l'occurrence décennale est généralement prise. Nous avons donc utilisé les coefficients suivants :

Coefficient de Montana Trappes (78)				
Occurrence (ans)	Pas de temps (h)		a	b
	min	max		
10	0,1	2	272	0,571
20	0,1	2	310	0,568
30	0,1	2	328	0,564
10	2	12	629	0,755
20	2	12	648	0,724
30	2	12	647	0,702
10	12	48	968	0,826
20	12	48	1444	0,853
30	12	48	1833	0,87

#### 4.4 Détails des calculs du volume de rétention

Les débits de fuite  $Q_f$  pris en compte seront donc :

- 2 L/s/ha pour une surface total de 19 545 m<sup>2</sup> soit 3,909 L/s
- 150 m<sup>3</sup>/h soit 41,67 L/s

On calcul dans un premier temps la Durée critique de la pluie, c'est-à-dire la durée pour laquelle on obtient le pic d'intensité lors de l'évènement pluvial. Pour cela on applique la formule suivante :

$$D_c = \frac{2,78 \cdot S_a \cdot a \cdot (1 - b)^{\frac{1}{b}}}{Q_f}$$

Avec :

- $D_c$  Durée critique de la pluie en mn
- $S_a$  Surface active en ha
- a,b coefficients de Montana
- $Q_f$  débit de fuite en L/s

En intégrant la durée critique  $D_c$  dans la formule de Montana on obtient l'intensité de la pluie pendant  $D_c$  :

$$I_p(D_c) = a \cdot D_c^{-b}$$

Avec :

- $I_p(D_c)$  intensité de la pluie pendant  $D_c$  en mm/h
- $D_c$  Durée critique de la pluie en mn
- a,b coefficients de Montana

On en déduit la hauteur précipitée pendant  $D_c$  :

$$H_p(D_c) = I_p(D_c) \cdot D_c$$

Avec :

- $H_p(D_c)$  Hauteur précipitée pendant  $D_c$  en mm
- $I_p(D_c)$  intensité de la pluie pendant  $D_c$  en mm/h
- $D_c$  Durée critique de la pluie en mn

On en déduit le volume ruisselé pendant  $D_c$  sur la surface active  $S_a$  :

$$V_r(D_c) = H_p(D_c) \cdot S_a$$

Avec :

- $V_r(D_c)$  volume ruisselé pendant  $D_c$  en  $m^3$
- $H_p(D_c)$  Hauteur précipitée pendant  $D_c$  en mm
- $S_a$  Surface active en ha

Ce volume est considéré comme le débit « entrant » dans le bassin pendant l'épisode pluvial et doit être comparé au volume sortant qu'implique le débit de fuite pendant  $D_c$  :

$$V_f(D_c) = Q_f \cdot D_c$$

Avec :

- $V_f(D_c)$  Volume sortant du bassin pendant  $D_c$  en  $m^3$
- $D_c$  Durée critique de la pluie en mn
- $Q_f$  débit de fuite en L/s

Le volume à stocker dans le bassin pendant  $D_c$  est donc :

$$V_s(D_c) = V_r(D_c) - V_f(D_c)$$

Avec :

- $V_s(D_c)$  Volume stocké dans le bassin pendant  $D_c$  en  $m^3$
- $V_r(D_c)$  volume ruisselé pendant  $D_c$  en  $m^3$
- $V_f(D_c)$  Volume sortant du bassin pendant  $D_c$  en  $m^3$

On notera que le temps de vidange du bassin est obtenu par la formule suivante :

$$T = \frac{V_s}{Q_f} + D_c$$

Avec :

- $T_v$  temps de vidange du bassin en mn
- $V_s(D_c)$  Volume stocké dans le bassin pendant  $D_c$  en  $m^3$
- $D_c$  Durée critique de la pluie en mn
- $Q_f$  débit de fuite en L/s

Ci-dessous le calcul complet pour un épisode d'occurrence 10 ans :

Surface active	$S_a$	ha	0,92	0,92
Débit de fuite	$Q_f$	l/s	3.909	41,66
Occurrence		ans	10	10
Coefficients de Montana	a		629	272
	b		0,755	0.571
Durée critique de la pluie	$D_c = ((2,78 \times S_a \times a \times (1-b)) / Q_f)^{1/b}$	mn	452,29	31,60
		h	7,54	0,53
Vérification du pas de temps			valide	valide
Intensité de la pluie pour $D_c$	$I_p(D_c) = a \times D_c^{-b}$	mm/h	6,22	37,87
Hauteur précipitée pendant $D_c$	$H_p(D_c) = I_p(D_c) \times D_c$	mm	46,9	19,9
Volume ruisselé pendant $D_c$	$V_r = H_p(D_c) \times S_a$	$m^3$	433	184
Volume sortant du bassin pendant $D_c$	$V_f(D_c) = Q_f \times D_c$	$m^3$	106	79
Volume stocké dans le bassin pendant $D_c$	$V_s(D_c) = V_r(D_c) - V_f(D_c)$	$m^3$	327	105
Temps de vidange	$T_v = V_s / Q_f + D_c$	mn	1845	74
		h	30,7	1,2

Pour information, pour les occurrences 20 et 30 ans on obtient les volumes suivants :

Occurrence	$Q_f=2$ L/s/ha	$Q_f=150$ m <sup>3</sup> /h
20 ans	443	135
30 ans	522 m <sup>3</sup>	153 m <sup>3</sup>

## 4.5 Temps de vidange

On veille généralement à ce que le temps de vidange du bassin n'excède pas la journée afin que ce dernier puisse absorber un épisode pluvial « classique » (de faible occurrence) par la suite.

Cette condition est remplie pour le débit de fuite de 150 m<sup>3</sup>/h mais pas pour le débit de 2 L/s/ha avec un temps de vidange théorique de 30,7 h soit 1 jour 6 heures et 42 mn.

D'après Météo France on a les données suivantes :

- Hauteurs de précipitation mensuelle moyenne : 53,12 mm

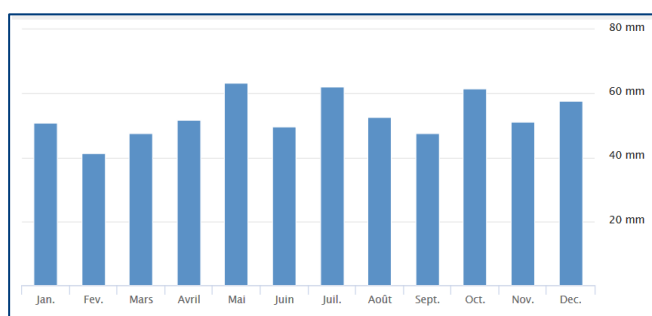


Figure 7 : Précipitations normales à Carrières sur Seine, source Météo France

Cela représente un volume d'eau ruisselé de 490 m<sup>3</sup>

- Hauteur de précipitations cumulées par an : 637,4 mm
- Nombre de jours de précipitations par an : 111,1 j

Normales annuelles - Paris	
Témpérature minimale (1981-2010)	8,9 °C
Témpérature maximale (1981-2010)	16,0 °C
<b>Hauteur de précipitations (1981-2010)</b>	<b>637,4 mm</b>
<b>Nb de jours avec précipitations (1981-2010)</b>	<b>111,1 j</b>
Durée d'ensoleillement (1991-2010)	1661,6 h
Nb de jours avec bon ensoleillement (1991-2010)	51,45 j

Figure 8 : Données météorologique moyenne Paris, source Météo France

On peut donc en première approximation estimé que la hauteur moyenne d'un épisode pluvieux « type » est de  $637,4 / 111,1 = 5,74$  mm soit un volume d'eau ruisselé de  $53 \text{ m}^3$ . Ce volume est acceptable par le bassin dès le lendemain de l'épisode décennal, on peut donc considérer que le temps de vidange est acceptable vis-à-vis des épisodes pluvieux « normaux ». Par ailleurs, compte-tenu de l'absence d'autre exutoire et de la limitation sur le débit de fuite, dans le cas où on voudrait accélérer la vidange du bassin, il pourrait être envisagé de pomper une partie du volume vers les eaux de process (si le circuit peut supporter un volume supplémentaire).

## 5 DIMENSIONNEMENT DU BASSIN

### 5.1 Solution gravitaire

Compte-tenu de la position et du sens d'écoulement des réseaux Ouest et Est, le bassin devra être implanté au Nord du site et raccordé en amont et en aval des séparateurs SH1 et SH3 comme évoqué précédemment.

Les cotes des regards amont et aval des séparateurs sont les suivantes :

Réseau		Amont	Aval	Différence
Ouest (EP03-EP02)	TN	55,69 m	56,11 m	+ 0,42 m
	Radier	53,13 m	52,84 m	- 0,29 m
	Profondeur	2,56 m	3,27 m	+ 0,71 m
Est (EP13-EP16)	TN	55,37 m	55,80 m	+ 0,43 m
	Radier	<b>52,62 m</b>	<b>52,30 m</b>	<b>- 0,32 m</b>
	profondeur	2,75 m	3,5 m	+ 0,75 m

En fonctionnement gravitaire, le bassin devrait donc être constitué entre 52,30 m et 52,62 m soit sur une épaisseur de 0,32 m. Compte-tenu des volumes calculés précédemment, les surfaces nécessaires sont :

	Débit 2 L/s/ha	Débit 150 m <sup>3</sup> /h
Volume de rétention calculé	327 m <sup>3</sup>	105 m <sup>3</sup>
Volume de rétention retenu (*)	410 m <sup>3</sup>	130 m <sup>3</sup>
Surface nécessaire (H 0,32 m)	1 275 m <sup>2</sup>	410 m <sup>2</sup>

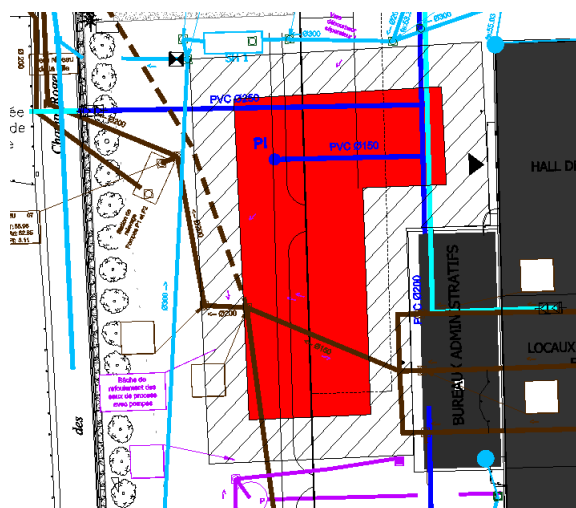


(\*) pour tenir compte de la structure potentielle du bassin enterré (nid d'abeilles, cadres bétons,...) nous avons augmenté le volume de 25%.

La solution gravitaire n'est pas envisageable, quel que soit le débit de fuite, compte tenu de l'espace disponible entre les réseaux Ouest et Est et compte tenu des dispositions constructives (talutage,...).

En effet, nous avons considéré que les réseaux pouvaient être déviés mais que les postes ne pouvaient pas être déplacés (théoriquement possible mais coût excessif).

La surface disponible maximale hors terrassement est d'environ 430 m<sup>2</sup> (surface rouge) comme le montre le schéma ci-dessous :



Pour le débit de 150 m<sup>3</sup>/h, cette solution semble théoriquement réalisable. Cependant, la mise ne place est trop compliqué et incompatible avec le maintien de l'activité du site.

Le principal problème étant le peu d'espace disponible entre les regards existants du réseau, la solution serait de relever la cote du toit du bassin de 52,30 m jusqu'aux alentours de la cote 54,20 pour conserver environ 1,50 m de recouvrement avec le terrain naturel de cote moyenne 55,70 m.

## 5.2 Solution avec pompes

La première solution consiste à mettre en place des postes de relevage en amont du bassin pour relever les eaux jusqu'à la cote 54 m.

Les postes doivent être dimensionnés sur le débit de pointe soit comme calculé précédemment :

	Bassin Est	Bassin Ouest
<b>Calcul du débit de pointe</b>		
Méthode	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	
Moyenne	0,227	0,132
m <sup>3</sup> /h	815,965	475,605
L/s	226,657	132,113

Les débits de pointe sont importants et la HMT faible (environ 4m). Cela implique l'utilisation de matériel assez spécifique :

- Pompe à hélices ou certains modèles de pompes centrifuges,
- Poste de relevage avec un volume de marnage important

Financièrement et techniquement cette solution semble compliquée. Par ailleurs, nous déconseillons l'utilisation de pompes pour de l'assainissement pluvial, le matériel étant très peu sollicité il a tendance à s'abîmer et risque de ne pas fonctionner au moment où on en aura besoin. Par ailleurs cela nécessite la mise en place d'alimentation électrique et d'un système de télégestion.

## 5.3 Solution avec mise en charge du réseau

Une autre solution consiste à mettre en charge le réseau afin d'avoir une hauteur de bassin plus importante. Cette solution présente l'avantage :

- De ne pas nécessiter de pompage
- De réduire légèrement le volume du bassin en tenant compte de la capacité de stockage du réseau (environ 20 m<sup>3</sup>)

### 5.3.1 Pour le débit de 2L/s/ha

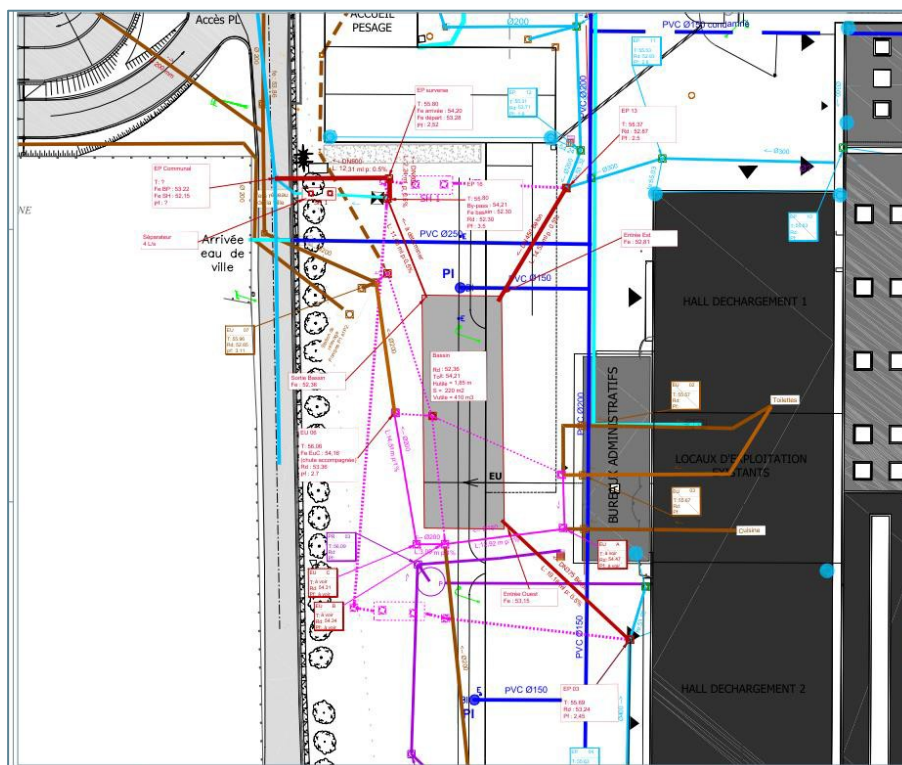


Schéma de principe du bassin de rétention pour un débit de fuite de 2L/s/ha

Le plan ci-dessus est en annexe du présent rapport.

Cette solution nécessite le dévoiement de réseaux EU dans l'emprise du bassin. Le plan projet propose un nouveau tracé de ses réseaux.

A priori il faudra aussi dévier, au moins temporairement, des réseaux secs (HTA, éclairage,...). Cependant leur position n'est pas répertoriée. Il pourra être envisagé de faire faire une détection de réseaux dans cette zone.

Le bassin aura les caractéristiques suivantes :

- Volume utile 410 m<sup>3</sup>
- Surface 220 m<sup>2</sup>
- Hauteur utile 1,85 m
- Cote radier 52,36 (+/- 1% de pente pour permettre les écoulements)
- Profondeur du toit par rapport à la voirie environ 1,50 m

Quelle que soit la solution technique choisie pour réaliser le bassin et compte-tenu de la circulation importante de poids lourds au-dessus, il sera probablement nécessaire de bétonner sous la voirie.



- Elle est ensuite envoyée vers le bassin de rétention puis en aval vers le regard EP16.
- Ce dernier est équipé d'un limiteur de débit type vortex dimensionné pour le débit de fuite et laisse passé tout flux dont le débit est inférieur.
- L'eau est ensuite traitée au niveau d'un séparateur à hydrocarbures de 4L/s puis renvoyé vers le réseau communal.
- Pour un épisode d'occurrence 10 ans :
  - L'eau circule dans le réseau jusqu'aux regards EP13 et EP03.
  - Elle est ensuite envoyée vers le bassin de rétention puis en aval vers le regard EP16.
  - Ce dernier est équipé d'un limiteur de débit type vortex dimensionné pour le débit de fuite et laisse passé tout flux dont le débit est inférieur. Dans le cas d'un épisode décennal, le débit étant supérieur, le regard va monter en charge puis le bassin et le réseau jusqu'à la cote maximale de 54,21.
  - L'eau continue à être traitée au niveau du séparateur à hydrocarbures puis est renvoyée vers le réseau communal.
  - Le réseau et le bassin se vidangent progressivement en passant par le séparateur à hydrocarbures.

Pour un épisode d'occurrence supérieure à 10 ans :

- L'eau circule dans le réseau jusqu'aux regards EP13 et EP03.
- Elle est ensuite envoyée vers le bassin de rétention puis en aval vers le regard EP16.
- Ce dernier est équipé d'un limiteur de débit type vortex dimensionné pour le débit de fuite et laisse passé tout flux dont le débit est inférieur. Dans ce cas, le débit étant supérieur, le regard va monter en charge puis le bassin et le réseau jusqu'à la cote maximale de 54,21.
- La quantité excédentaire au-delà de la cote 54,21 est envoyée directement vers le réseau communal par une surverse.
- Une partie de l'eau continue à être traitée au niveau du séparateur à hydrocarbures puis est renvoyée vers le réseau communal. Pour le reste, il est à noter que lors d'un épisode pluvial de forte intensité, ce sont les premières pluies qui "lessivent" les sols et donc que le volume renvoyé directement vers le réseau aura des quantités d'hydrocarbures inférieures au seuil hors accident.
- Le réseau et le bassin se vidange progressivement en passant par le séparateur à hydrocarbures.

A noter que dans le cas où la commune de MONTESSON refuserait catégoriquement que le débit de fuite soit dépassé au-delà de la décennale, il est possible de ne pas faire le by-pass du séparateur. Dans ce cas, le réseau continuerait à monter en charge sur le site.

## 6 CONCLUSION

---

Le débit de fuite imposé par la commune de MONTESSON étant beaucoup plus faible que celui autorisé dans l'arrêté ICPE, le volume du bassin est logiquement plus important. La configuration des installations existantes ne laisse que très peu de marge de manœuvre pour l'implantation du bassin. Quels que soient le type de bassin sélectionné et le débit de fuite retenu, au-delà du coût des travaux du bassin il faudra probablement reprendre une bonne partie du système d'assainissement des eaux pluviales du site et notamment :

- Changement des séparateurs avec mise en place de limiteurs de débit en amont
- Redimensionnement d'une partie du réseau pour avoir des réseaux capacitaires en cas d'épisode pluvial vicennal.

La solution proposée nous semble être la plus pertinente dans le sens où elle permet de :

- S'affranchir d'équipements coûteux à l'investissement et à l'entretien
- Réduire le volume de travaux au maximum
- Maintenir un traitement de tout ou partie des eaux de ruissellement avant rejet

Elle présente le désavantage de mettre en charge volontairement le réseau. En cas d'épisode pluvieux importants successifs le réseau pourrait déborder. A noter cependant que la probabilité d'avoir 2 épisodes d'occurrence "notables" dans les mêmes 24 h est très faible et que les ouvrages hydrauliques ne sont pas dimensionnés pour répondre à ce genre de contrainte.