

III.7.2.1 – Notice Assainissement

Déviation Sud-Ouest d'Évreux

Dossier Projet

Ressources, territoires, habitats et logement
Énergie et climat
Développement durable
Prévention des risques
Infrastructures, transports et mer

**Présent
pour
l'avenir**



Historique des versions du document

Version	Date	Commentaire
0	15/03/2012	Version initiale non corrigée
0.1	21/03/2012	Version initiale « auto-corrigée »
0.2	29/03/2012	Version initiale « auto-corrigée » intégrant les données du bassin 2ter
0.3	10/04/2012	Auto-correction sur surfaces 2 ter + intégration modifications OH4
0.4	11/04/2012	Correction sur calcul bassin 2
0.5	02/01/2013	Prise en compte des évolutions du DSE (de juillet au 4 octobre 2012) + autocorrection
0.6	07/07/2017	Mise à jour
0.7	07/08/2017	Corrections C. LECLERCQ
0.8	10/07/2018	Correction chapitre 1
0.9	09/11/2020	Corrections C. LECLERCQ

Affaire suivie par

Ludivine GENY - Service d'Ingénierie Routière de Rouen
Tél. : 02.76.00.03.55 / Fax : 02.76.00.04.33
Courriel : ludivine.geny@developpement-durable.gouv.fr

Rédacteur

Anthony LE RUYET - DIRNO / SIR de ROUEN / PTAC
Matthieu JOST - DIRNO / SIR de ROUEN / PTAC

Relecteurs

Ophélie LOUATRON - DIRNO/ SIR de ROUEN / PTAC
Vincent ROBERT – DIRNO / SIR de ROUEN / PDC
Christophe LECLERCQ - DIRNO/ SIR de ROUEN / PTAC
Sylvain RENAUD - DIRNO/ SIR de ROUEN / PTAC
Ludivine GENY - DIRNO/ SIR de ROUEN

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	5
1. RÉTABLISSEMENT DES ÉCOULEMENTS NATURELS.....	6
1.1 - Données hydromorphologiques.....	6
1.2 - Description des bassins versants naturels et détermination des débits centennaux.....	6
1.2.1 - Le bassin versant naturel de la Forêt d'Évreux.....	8
1.2.1.a - Présentation du bassin versant naturel.....	8
1.2.1.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels.....	9
1.2.1.c - Influence sur les écoulements de l'Iton.....	11
1.2.2 - La Vallée Tempée.....	12
1.2.2.a - Présentation du bassin versant naturel.....	12
1.2.2.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels.....	13
1.2.3 - La vallée de l'Iton.....	14
1.2.4 - 6aLe vallon dit de la Garenne.....	15
1.2.4.a - Présentation du bassin versant naturel.....	15
1.2.4.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels.....	15
1.2.5 - Le bassin versant naturel de la « Queue d'Hirondelle ».....	16
1.2.5.a - Présentation du bassin versant naturel.....	16
1.2.5.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels.....	17
1.2.6 - Le bassin versant naturel de Cambolle.....	17
1.2.6.a - Présentation du bassin versant naturel.....	17
1.2.6.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels.....	18
2 - ASSAINISSEMENT DE LA PLATE-FORME ROUTIÈRE.....	20
2.1 - Les contraintes du projet.....	20
2.1.1 - Les contraintes environnementales.....	20
2.1.2 - Les contraintes géométriques.....	22
2.2 - Choix du point de rejet des eaux pluviales provenant de la plate-forme routière.....	24
2.3 - Description des ouvrages de collecte des eaux.....	26
2.3.1 - Fossés triangulaires étanches en béton.....	26
2.3.2 - Caniveaux en béton.....	26
2.3.3 - Fossés engazonnés étanches.....	26
2.3.4 - Canalisations PEHD.....	26
2.4 - Dimensionnement des dispositifs de traitement.....	27
2.4.1 - Objectifs de qualités.....	27
2.4.2 - Description du bassin 1.....	29
2.4.3 - Description du bassin 2.....	31
2.4.4 - Description du bassin 2ter.....	35
2.4.5 - Description du bassin 3a.....	37
2.4.6 - Description du bassin 3b.....	40

2.4.7 - Impact des rejets cumulés des B2, B3a et B3b.....	44
2.4.8 - Bassins 4 et 6.....	45
3 - PRINCIPES D'ASSAINISSEMENT PROVISOIRE.....	46
3.1 - Section courante en fond de vallée.....	46
3.2 - Échangeur de Saint-Sebastien.....	46
4 - ANNEXES.....	47
4.1 - Méthodes de calcul.....	48
4.1.1 - Dimensionnement des ouvrages de rétablissement des écoulements naturels.....	48
4.1.2 - Dimensionnement des ouvrages d'assainissement de plate-forme routière (fossés, caniveaux, canalisations).....	52
4.1.3 - Dimensionnement d'un bassin de traitement.....	53
4.1.4 - Dimensionnement d'un filtre à sable.....	57
4.2 - Plan du réseau d'assainissement : planches 1 à 5.....	58
4.3 - Hypothèses de trafic prises en compte.....	64

Introduction

La présente notice définit les orientations du projet en ce qui concerne son assainissement, notamment entre l'Echangeur des Fayaux qui correspond à l'extrémité actuelle de la RN 13 au Sud d'Évreux et l'Echangeur de Cambolle qui correspond à l'entrée de la déviation de Parville, située à l'Ouest d'Évreux. La section étudiée est de 7,5 km de longueur et la surface liée à la plate-forme routière à assainir atteint 54,7 ha, comprenant les surfaces de chaussées de la section courante, des échangeurs et de quelques tronçons de voies interceptées par le projet (chemin Potier, RD 55, RD 129, RD 830, VC 7), des talus de déblais, des bassins de traitements et d'infiltration.

Elle expose également les conditions de rétablissement des écoulements naturels, le mode de dépollution choisi, ainsi que les calculs permettant de dimensionner les volumes des bassins, aussi bien pour écrêter les débits engendrés par l'événement pluvial de retour vicennal que pour rabattre la pollution chronique et isoler la pollution accidentelle.

Ces dispositions ont fait l'objet d'un dossier d'autorisation dans le cadre de la Loi sur l'Eau n°92-3 du 3 janvier 1992 et au titre du Code de l'Environnement.

Le dimensionnement des ouvrages de rétablissement des écoulements de bassins versants naturels s'appuient sur les observations et enquêtes effectuées par le Bureau d'Etudes Ouest Aménagement en août 2001, et les études menées par le Bureau d'Etudes Béture en 2006.

L'ensemble des dimensionnements proposés a été repris par le SIR de Rouen, hormis pour les ouvrages de rétablissement de la Vallée de l'Iton, où les propositions reprennent les hypothèses et conclusions rédigées par le Bureau d'Etude Hydratec entre 2000 et 2011.

Certains éléments de dimensionnement (bassin 2, 3a et 3b) ont également été repris en 2017 par le bureau d'étude INGEROP, dans le cadre de l'arrêté n°DDTM/SEBF/2016/191 portant prescription à l'arrêté n°DDTM/13/068, afin d'améliorer les performances de dépollution de ces bassins.

L'Illustration 1 ci-dessous représente un plan de situation du projet de la déviation Sud-Ouest d'Évreux.

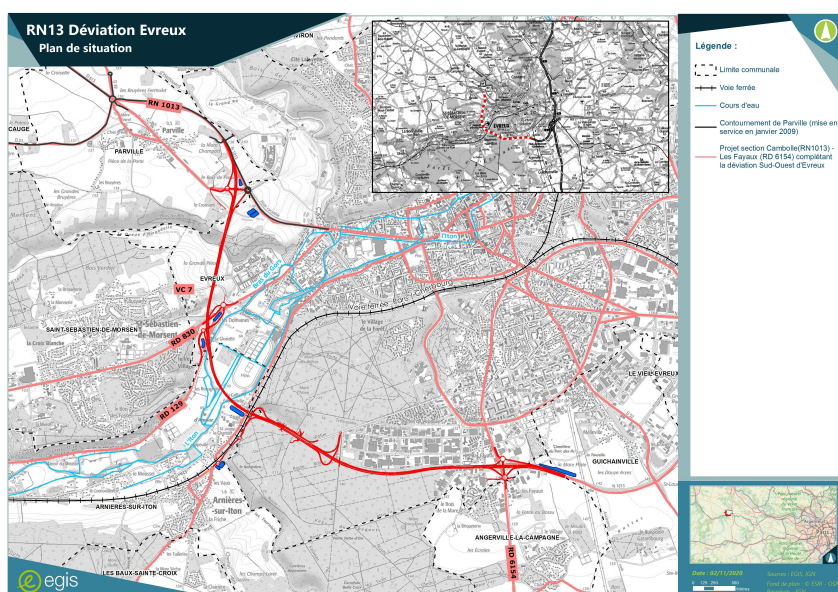


Illustration 1 : Plan de situation du projet

1. Rétablissement des écoulements naturels

1.1 - Données hydromorphologiques

La topographie locale présente un relief de plateaux entaillés par la Vallée de l'Iton et des talwegs secs affluents relativement profonds, de plus de 40m de dénivelés. Sauf dans la Vallée de l'Iton où les sols sont formés d'argiles et de limons (alluvions assez anciens) apportés par la rivière dans les plaines d'inondation, l'ensemble du secteur, formé de sols crayeux datant du Crétacé Supérieur, est karstique et très perméable, ce qui explique le nombre important de talwegs secs. Lors de la crues par remontée de nappe, survenue en mars 2001 après un hiver très pluvieux (événement cinquantennal), aucun écoulement permanent n'a été observé dans les talwegs secs (Etudes Ouest-Aménagement, août 2001)

La zone possédant un taux de ruissellement très faible (inférieur à 10%), il est possible de considérer que toute l'eau précipitée non évaporée, s'infiltre pour alimenter la Nappe de la Craie, située à environ 60 m sous le plateau du côté de Parville, 40 m sous le plateau du côté de la Forêt d'Évreux, 12-15 m sous le talweg dit de la « Queue d'Hirondelle », et 2-3 m sous la Vallée de l'Iton (Données Atlas Hydrologique de l'Eure).

L'hydromorphologie locale favorise l'installation de stations de captages d'eau alimentant la commune d'Évreux, la Nappe de la Craie étant continuellement alimentée le long des fractures du karst qui recouvre son toit. Ces eaux sont de bonnes qualités, car filtrées par la couche argileuse, d'épaisseur très hétérogène (jusqu'à 20m selon les endroits d'après l'Etude Ouest-Aménagement de août 2001), qui recouvre le plateau. Il existe deux secteurs de champs captants interceptés par le projet routier :

- Celui de Chenappeville, à proximité des ouvrages traversant la Vallée de l'Iton, dans cette zone le projet routier pénètre dans le périmètre de protection rapprochée,
- Celui de la Queue d'Hirondelle, en activité depuis 2010, dont les périmètres de protection ne sont pas interceptés par le projet routier.

Les dernières observations n'ont pas montré d'écoulements permanents lors des événements pluviaux exceptionnels, (cf événement de mars 2001). Aucune étude ne donne d'élément sur le comportement hydrologique du secteur lors d'un événement centennal, et sur le seuil de saturation des karsts.

La présence de mares sur le plateau montre qu'en quelques endroits, les sols sont peu perméables. Pour tenir compte de l'effet d'une pluie d'orage automnale dans les talwegs de la forêt d'Évreux, une marge de sécurité sera appliquée sur le taux d'infiltration utilisée pour déterminer les débits engendrés par les événements centennaux.

Afin de ne pas dégrader la qualité des eaux de la nappe, lors d'un orage violent, il sera nécessaire de veiller à ne pas les diriger vers l'une des très nombreuses bêttoires existantes dans la région.

1.2 - Description des bassins versants naturels et détermination des débits centennaux

Le projet routier de la future RN13 intercepte 6 bassins versants naturels (BVN) distincts. La carte 2 indique l'emprise des bassins versants naturels interceptés par le projet.

Dans ce chapitre, chacun des bassins versants naturels sera présenté dans leur ordre d'apparition dans le sens Paris – Caen. :

- BVN de la forêt d'Évreux
- BVN de la vallée Tempée
- BVN de la vallée de L'Itton
- BVN du vallon dit de la Garenne
- BVN de la « Queue d'Hirondelle »
- BVN de Cambolle

Les méthodes de calcul exposées en annexe 4.1.1 vont permettre de déterminer des débits centennaux et cinquantennaux pour chaque bassin versant naturel intercepté par le projet routier. Les emplacements des ouvrages de rétablissement des écoulements naturels sont décrits sur les plans du réseau d'assainissement en annexe 4.2.

Remarques sur le calcul des débits centennaux

Dans le chapitre précédent (chapitre 1.1), l'influence des karsts a été mis en avant sur les écoulements dans les vallées sèches sur des événements jusqu'à une occurrence cinquantennale. Cet effet n'a pas été étudié sur des événements d'occurrence centennale. De ce fait, le calcul des débits centennaux sera réalisé sans tenir compte de l'absorption des sols.

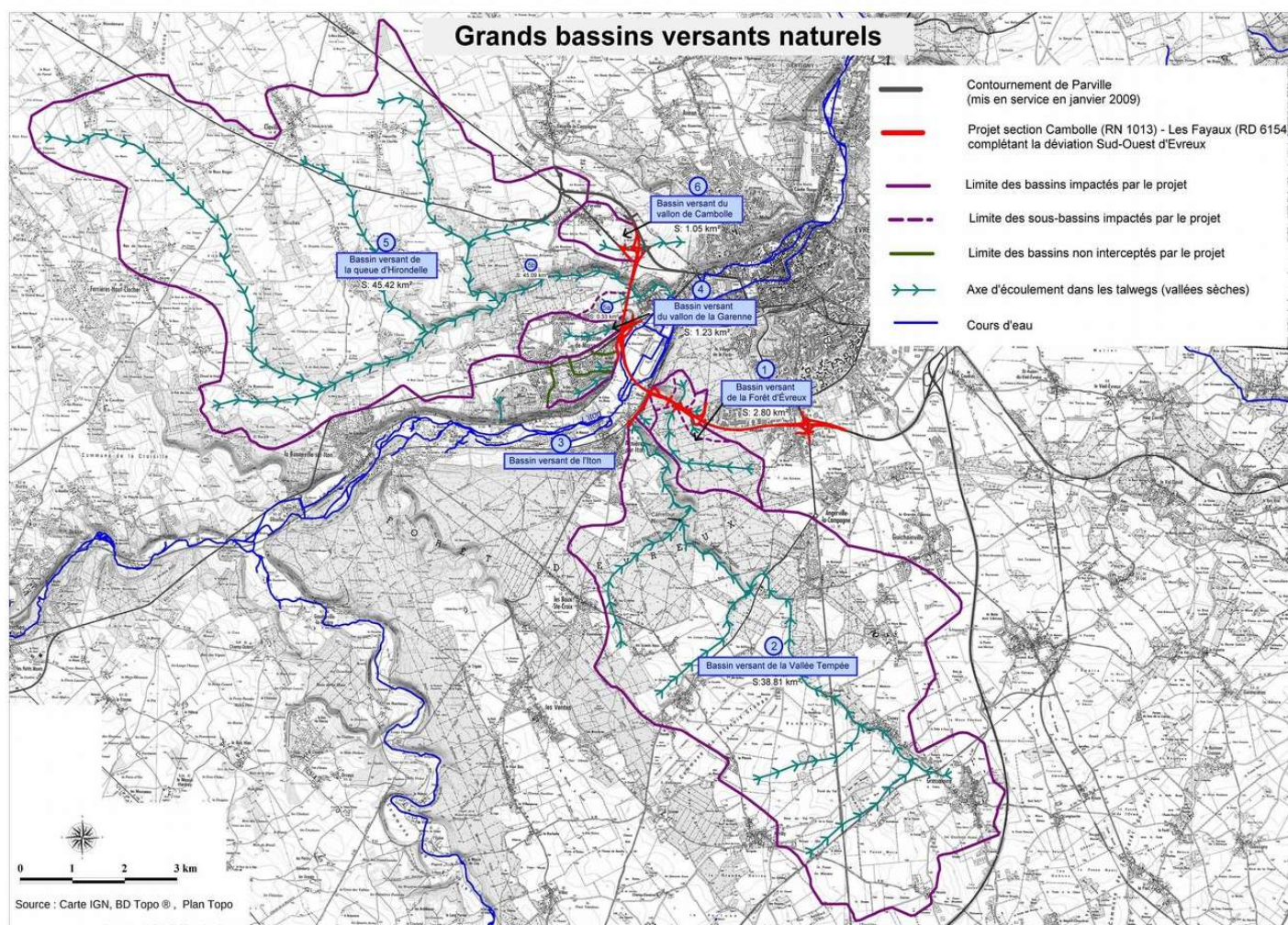


Illustration 2 : Plan des bassins versants naturels

1.2.1 - Le bassin versant naturel de la Forêt d'Évreux

1.2.1.a - Présentation du bassin versant naturel

Il s'agit d'un bassin composé essentiellement de zones forestières, bordé la rive droite de la Vallée de l'Iton et le Plateau de la Zone Industrielle de la Madeleine. Il est marqué par un talweg principal très encaissé (Illustration 5) et sec ne se rejetant pas dans l'Iton, et rejoint par quatre talwegs secs perpendiculaires entaillant ses flancs et définissant des sous-bassins influençant le débit engendré à l'exutoire. Deux de ces talwegs perpendiculaires sont de dimensions importantes :

- Talweg de la Mare Noire (partie nord de la Forêt d'Évreux) assainit par un fossé subhorizontal et planté limitant les écoulements naturels, débouchant sur un chemin forestier non goudronné assaini par un système des tranchées successives accumulant et infiltrant l'eau dans le sol de la forêt (Illustration 3). Ce système réduit le débit parvenant dans le talweg principal.
- Talweg dit des Vaux du Dégoût, drainant une surface d'environ 2 km², est coupé par le chemin forestier dit de la Route Rohan qui fait barrage à l'écoulement des eaux provenant du sud. La superficie située au sud de ce chemin ne sera pas retenue dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. L'ensemble des eaux de ce sous-talweg se rejoint dans un bassin, d'une surface de 200 m² et de profondeur variant de 1 m à 1,5 m, situé à proximité du carrefour du sous-talweg avec le chemin Potier. Ce bassin ne dispose d'aucun exutoire ni d'aucun déversoir d'orage, et fonctionne par infiltration car aucune accumulation d'eau n'a été observé dans ce bassin (Illustration 4).



Illustration 3 : Tranchées forestières dispersant les écoulements du talweg de la Mare Noire



Illustration 4 : Bassin d'infiltration du Talweg des Vaux du Dégoût



Illustration 5 : Axe du talweg principal de la Forêt d'Evreux

Le talweg principal est boisé, d'une largeur conséquente et ne présente aucune trace d'écoulement linéaire (Illustration 5). l'exutoire de ce talweg est obstrué au niveau de la voie ferrée par un merlon réalisé durant l'exploitation d'une ancienne carrière. L'unique exutoire de ce talweg est composé par le pont-cadre du chemin Potier situé à une quinzaine de mètre et à approximativement 2 m en surplomb du talweg.

La trace de la section courante du projet se trouve en déblai dans l'axe du talweg principal. Cette configuration supprime les possibilités d'infiltration du terrain et il devient nécessaire de rejeter les eaux dans l'Iton. Un dispositif de fossés de crête de déblais sera mis en place pour récupérer les eaux provenant des flancs du talweg. Ces eaux seront ensuite canalisées avec celles des sous-talwegs perpendiculaires interceptés pour être rejetées dans l'Iton.

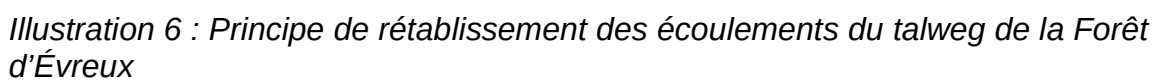
1.2.1.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels

Les visites de terrains et les études réalisées au préalable ont permis d'affiner la zone d'étude pour dimensionner les ouvrages de rétablissement et ont conduit aux hypothèses suivantes (Illustration 6)

- Suppression des zones au sud de la Route de Rohan qui fait obstacles aux écoulements (au Sud des surfaces H1 et G).
- Suppression de la partie nord du bassin versant de la Mare Noire (Nord zone K), car la morphologie du terrain conduit à dévier les écoulements.
- Suppression des zones de plateaux de la Forêt d'Evreux. Au vu de la topographie des plateaux, inférieures à 2 %, du couvert végétale et de la présence de plusieurs karsts, les eaux météoriques ne convergent pas jusqu'au talweg et s'infiltrant ou forment des mares dans les zones de faibles perméabilités.

Le couvert végétal de la zone conduit à choisir des coefficients de ruissellement variant entre 0,1 et 0,4 pour un événement pluvial décennal.

Il est à noter qu'actuellement aucun ouvrage d'assainissement n'existe parallèlement au Chemin Potier, et que nulle trace d'écoulements traversant le chemin du sud vers le nord n'a été observée. Toutefois, le projet routier est situé dans le talweg et couvre la zone d'infiltration préférentielle des écoulements. Il convient donc, à la fois, de détourner les eaux arrivant dans ce talweg en les ramenant vers l'Iton sans que leurs volumes n'influent significativement sur son débit actuel et de protéger, par des masques drainants, la structure de chaussée afin que sa durée de vie ne soit pas prématurément réduite.



L'assemblage des zones indiquées sur l'illustration 6 par la méthode rationnelle conduit aux résultats suivants :

Sous-bassins de la forêt d'Évreux	Superficie (en ha)	Coefficient de ruissellement		Débits calculés par la méthode rationnelle			Ouvrage hydraulique		
		C ₁₀₀	C ₅₀	Q ₁₀₀ (l/s)	Q ₅₀ (l/s)	Q ₁₀₀ -Q ₅₀ (l/s)	Nom	caractéristiques (diamètre en mm, pente, longueur)	Débits capables
A	0,50	0,34	0,29	76	60	16			
B	5,86	0,34	0,29	412	310	102			
(1) = A + B	6,36	0,34	0,29	447	337	110	OH1	600, 3%, 137m	1244 l/s
C	3,73	0,36	0,31	498	392	106			
(2) = (1) // C	10,09	0,35	0,30	719	543	176	OH1	600, 2,1%, 183 m	1041 l/s
D	2,23	0,35	0,30	277	217	61			
(3) = (2) // D	12,32	0,35	0,30	866	653	213	OH1	600, 1,9%, 41 m	990 l/s
E	0,14	0,34	0,29	21	17	4			
(4) = (3) // E	12,46	0,35	0,30	870	655	215	fossé élargi		
F	1,80	0,51	0,47	412	351	61			
G	2,72	0,51	0,47	458	383	75			
H1	1,40	0,51	0,47	280	237	44			
H2	0,65	0,41	0,36	120	97	23			
(5) = H1 // H2	2,05	0,48	0,44	385	321	64			
H3	1,03	0,51	0,47	204	172	32			
(6) = (5) + H3	3,08	0,49	0,45	510	419	91	OH2 bis	600, 1%, 7m	718 l/s
I	0,51	0,35	0,30	58	45	7			
(7) = F // G // (6) // I = bassin du carrefour de Potier	8,11	0,49	0,45	1316	1093	223	OH2	800, 1,4%, 59m	1830 l/s
J	1,24	0,51	0,47	284	241	42			
(8) = (4) // (7) // J = fossé engazonné élargi infiltrant	21,81	0,41	0,36	1646	1282	365	OH3	800, 1,3%, 160 m	1764 l/s
K	4,18	0,54	0,51	1013	883	130			
(9) = (8) // K	25,99	0,43	0,39	2033	1601	432	OH3	1000, 1%, 162 m	2805 l/s
L	0,47	0,51	0,47	108	92	16			
M	3,73	0,51	0,47	854	726	127	OH4	800, 0,95%, 224m corniche 0,75x0,5m, 53m 600, 2%, 31m	1507 l/s puis 1050 l/s puis 1015 l/s
Total = (9) // L // M	30,19	0,44	0,40	2393	1887	507	OH3+4	1000, 1%, 92 m puis 1200, 0,5%, 135 m	2805 l/s puis 3225 l/s

Voir les ouvrages de rétablissement sur le plan du réseau d'assainissement sur l'illustration 6, et en annexe 4.2

Les ouvrages hydrauliques de rétablissement des écoulements naturels proposés sont dimensionnés pour être capables de conduire le débit centennal théorique qui sera plus élevé que le débit centennal d'usage.

Le bassin écrêteur, implanté le long du chemin Potier, remplacera le bassin situé sous le projet à proximité du carrefour Potier. Sa capacité sera de 800 m³. Les valeurs de perméabilité, de l'ordre de 10⁻⁵ m/s (mesures bureau d'études Ouest Aménagement) à 3.10⁻⁶ m/s (mesures CETE Normandie-Centre, hiver 2012), montre une bonne capacité d'infiltration dans le secteur. L'OH2 fonctionnera principalement par surverse, la moitié du volume centennal théorique généré par les sous-bassins F, G, H1, H2, H3 et I, de l'ordre de 1 500 m³, sera contenu dans ce bassin. Lors des pluies plus fréquentes, le bassin fonctionnera en rétention et empêchera les écoulements de rejoindre l'exutoire.

Les ouvrages hydrauliques auront les caractéristiques indiquées dans le tableau ci-dessus. Les pentes sont des pentes moyennes calculées pour que la vitesse d'écoulement à débit centennal théorique dans les canalisations n'excède jamais 4 m/s.

1.2.1.c - Influence sur les écoulements de l'Iton

Le débit en provenance du bassin versant de la forêt d'Évreux qui rejoindra l'Iton sera d'environ 0,5 m³/s.

L'étude Hydratec (février 2012) précise que, pour la crue de référence centennale, le débit de l'Iton est de 36 m³/s, réparti sur toute la largeur de la vallée, dont 22,4 m³/s entre le Bras du Gors et le Canal de l'Hippodrome et 12,5 m³/s entre ce Canal de l'Hippodrome et les Bras droits, dans la configuration définitive du projet. L'impact du bassin versant de la Forêt d'Évreux serait, pour un épisode pluvial de retour centennal, une augmentation du débit des Bras droits de 4 %, et de l'Iton de 1,4 %.

L'exutoire du rétablissement du talweg de la Forêt d'Évreux se situera hors du périmètre de protection rapprochée des stations de captage de Chenappeville et hors des champs inondés par les crues de 36, 40 et 45 m³/s d'après l'étude menée par Hydratec.

1.2.2 - La Vallée Tempée

1.2.2.a - Présentation du bassin versant naturel

Ce vallon sec borde le rebord Sud de la Forêt d'Évreux et représente un très bassin versant naturel de plus de 38 km². Il n'a pas été observé d'écoulement, hormis dans la partie amont où le profil en long de la vallée est subhorizontal, en cas orages violents. Les visites de terrain permettent de supposer que les eaux du bassin versant naturel ne peuvent pas s'écouler jusqu'à l'aval, au droit de la bretelle d'Arnières-sur-Iton, pour les raisons suivantes :

- Il n'y a pas de rétablissement du bassin versant naturel au niveau de la RD51 (Angerville-la-Campagne / Garel) qui permette aux eaux amont de la Vallée Tempée située au Sud-Est de la RD de rejoindre le talweg aval (Illustration 7 et 8),



Illustration 7: RD51 et talweg de la Vallée Tempée



Illustration 8: RD51 et talweg de la Vallée Tempée

- Dans la Forêt d'Évreux, les deux principaux écoulements (Vallée Tempée et Côte Blanche) n'ont pas un profil en long régulier ce qui favorise l'infiltration des eaux. Aucune trace d'écoulement n'a été observée à l'hiver 2012, malgré un mois de décembre humide. Les deux écoulements confluent au niveau du Carrefour Nicolle (Illustration 9). Ce carrefour en légère dépression limite la progression des écoulements dans le talweg.



Illustration 9: Carrefour Nicole

De ces observations, il est possible de supposer que la surface de l'impluvium intercepté par le projet correspond à la partie aval de la Vallée Tempée, occupée par les champs cultivés, et qui représente une superficie de 0,584 km².

Actuellement, ce vallon ne rejoint pas l'Iton, un chemin à l'Est de la voie SNCF fait obstacle à l'écoulement. Les eaux météoriques s'infiltrant, hormis lors d'orages importants où des inondations ont pu être constatées dans le champ aval et sur la RD 55 (épisode du 8 mai 1999 reconnu catastrophe naturelle). Lors d'un épisode de remontée de nappe (mars 2001), aucun problème d'écoulement n'a été observé au niveau du Talweg de la Vallée Tempée.

La construction de la bretelle d'Arnières-sur-Iton améliorera la configuration existante, un traitement de la pollution sera réalisé et la noue d'infiltration permettra de contenir les volumes engendrés par les événements pluviaux exceptionnels (centennaux).

1.2.2.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels

Le débit centennal calculé pour le bassin versant de 38,81 km² par la méthode de Crupédix conduit à un débit centennal de 3,168 m³/s. Ce débit n'est pas représentatif de l'absence d'écoulements observée sur le terrain. En considérant que le débit engendré par un événement cinquante-nal s'infiltrait intégralement, le débit généré par le bassin versant selon la méthode de Crupédix serait de 0,396 m³/s.

Le profil en long de ce talweg ne permet pas d'écouler ce débit vers l'exutoire. On peut considérer que le débit calculé précédemment par la méthode de Crupédix (0,396 m³/s) n'atteint jamais la zone d'étude.

1.2.3 - La vallée de l'Iton

L'Iton, affluent de l'Eure, est l'exutoire naturel de tous les ruissellements de surface se trouvant à proximité du projet routier. Cette rivière disparaît de la surface, à une quinzaine de kilomètres en amont du projet. Les eaux sont absorbées dans les gouffres des terrains crayeux et karstiques pendant 4 à 5 km dans une zone nommée « pertes de l'Iton ».

La largeur du lit majeur de l'Iton varie entre 400 et 700 m selon les endroits. Au droit du projet routier, cette largeur est égale à environ 600 m (Illustration 14). L'Iton se divise en 3 bras au droit du projet, la séparation est effectuée de manière artificielle par un tri-partiteur (Illustration 10) situé à 350 m en amont :

- le Bras du Gors (Illustration 11), qui se situe en fond de vallée, et qui ne possède aucune construction sur ses rives en amont du projet routier. Ces berges sont naturelles, bordées d'arbres. En aval du projet, le bras est canalisé et perché à l'approche de l'hôpital de Navarre et de la RD 830,
- le Bras Droit (Illustration 12 et 13), dont la section est artificialisée et perchée. Ce bras, situé en zone plus urbanisée en aval du projet, alimente les usines du quartier de Navarre, où il n'y a actuellement plus de turbinage. En amont du projet, ce bras recueille les rejets réguliers de la station de captage des eaux de Chenappeville. Les berges du Canal Usinier sont végétales dans la partie amont au projet, et minéralisées au droit du projet.
- le Canal de l'Hippodrome (Illustration 15), qui recueille les eaux excédentaires, se situe au centre de la vallée. Lorsque l'Iton est en étiage, le bras ne participe plus à la circulation des eaux de la rivière et les eaux stagnent. Il rejoint le Bras Droit à proximité de l'hippodrome, 500 m en amont de la jonction entre le bras du Gors et le Bras Droit, à la sortie du Pont des Quinconces.

Le PPRI de l'Iton a été élaboré en 2000. La crue de référence est celle de janvier 1881 dont le débit associé est évalué à 36 m³/s. La crue de janvier 1995, de débit maximum 14,8 m³/s, a servi au Bureau d'Etudes Hydratec pour modéliser l'influence des ouvrages PI9-10-11 sur le niveau des inondations dans le lit majeur de l'Iton.



Illustration 10: Tri-partiteur



Illustration 11: Entrée Bras du



Illustration 12: Vanne d'entrée



Illustration 14: Iton amont



Illustration 15: Canal de l'Hippodrome



Illustration 13: Bras Droit

1.2.4 - Le vallon dit de la Garenne

1.2.4.a - Présentation du bassin versant naturel

Ce bassin fortement urbanisé recouvre une partie de la commune de Saint-Sébastien-de-Morsent. La gestion de l'eau dans les lotissements de Saint-Sébastien de Morsent n'est pas connue, on considérera dans le cadre de cette étude que toutes les eaux du bassin versant contribuent à l'écoulement.

Dans la partie amont du talweg, des traces d'écoulements et des mares temporaires ont été observées. Dans la partie urbanisée, des bassins écrêteurs ont été construits et débordent lors d'événements orageux importants.

Dans la partie aval, le talweg est sec et aucune trace d'écoulement n'a été observée.

Un fossé peu profond longe la RD830. On peut supposer que les eaux s'infiltrent dans ce fossé. Aucun ouvrage hydraulique n'existe et permet d'assurer la transparence hydraulique.



Illustration 16: Vallon de la Garenne, amont RD830



Illustration 17: Exutoire Vallon de la Garenne



Illustration 18: Vestiges à proximité de l'exutoire



Illustration 19: Axe du talweg du Vallon de la Garenne



Illustration 20: Exutoire du Vallon de la Garenne



Illustration 21: Exutoire du Vallon de la Garenne

1.2.4.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels

Ce bassin, d'une superficie de 1,23 km², est intercepté par la section courante et la bretelle est de l'échangeur de Saint-Sébastien-de-Morsent. Ce vallon sera busé sous la section courante (OH5) et sous le giratoire est de l'échangeur (OH6) (emplacement des ouvrages en annexe 4.2). Entre ces deux ouvrages hydrauliques, un talweg sera reconstitué. En aval de l'ouvrage hydraulique OH6, un nouveau talweg sera reconstitué sous la forme d'un fossé trapézoïdal enherbé,

en lacet, avant de rejoindre la rive gauche de l'Iton (rive gauche du Bras du Gors). Le débit centennial estimé dans le Vallon de la Garenne est le suivant :

Bassin versant	Superficie (km ²)	méthode utilisée	Q100 (m ³ /s)	nom	caractéristiques	débit capable
4	1,23	transitoire	2,96	OH5 OH6	Buse Ø 1200, pente 0,5 %, longueur 55 m Buse Ø 1200, pente 1 %, longueur 68 m	3,22 m ³ /s 4,56 m ³ /s

1.2.5 - Le bassin versant naturel de la « Queue d'Hirondelle »

1.2.5.a - Présentation du bassin versant naturel

Il s'agit d'un bassin versant naturel d'une superficie de 45 km². Il se situe sur les communes de Saint-Sébastien-de-Morsent, Parville, Caugé, Claville, Ormes, Ferrières Haut-Clocher, La Bretonnière, Saint-Jean-de-Morsent. Le versant Nord de la vallée est boisé et très pentu. Le versant Sud est peu pentu et cultivé jusqu'à dans le talweg. Aucune trace d'écoulement ni d'érosion n'a été observée dans le bassin versant.

L'exutoire de ce bassin versant est l'Iton, via un fossé situé derrière l'Hôpital de Navarre. Des témoignages d'agents de l'hôpital relatent qu'aucun écoulement n'a été observé dans ce fossé durant des événements exceptionnels.

La nature karstique et perméable des sols permet de supposer qu'une quantité significative des eaux météoriques s'infiltrent avant de ruisseler. La réalisation de 4 stations de captage dans la zone corrobore la capacité du sol à absorber les eaux de pluie. On peut donc supposer que tous les événements pluvieux en dessous d'un événement de retour cinquantennal s'infiltrent dans le sol.



Illustration 25: Talweg au niveau de l'hôpital



Illustration 24: Talweg au droit du grand remblai (R10)

Le projet routier intercepte le bassin versant routier au niveau de deux talwegs qui délimitent 2 sous-bassins versants :

- Un bassin versant naturel 5a (Illustration 2), de superficie 0,33 km², dont le talweg sec et secondaire rejoint le Vallon de la Queue d'Hirondelle au niveau de l'hôpital de Navarre. Il est occupé par des champs cultivés et des lotissements. Les eaux du lotissement ne rejoignent pas le talweg. La partie actuellement cultivée sera reboisée dans le cadre des mesures compensatoires du projet.
- Un bassin versant naturel 5b (Illustration 2), de superficie 45,10 km² composé par la partie restante du bassin versant de la queue d'Hirondelle. Les zones cultivées dans la partie aval du bassin seront reboisées dans le cadre des mesures compensatoires du projet.

1.2.5.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels

Bassin versant	Superficie (km ²)	méthode utilisée	Q100 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100-Q50 (m ³ /s)	nom	caractéristiques	débit capable
5a	0,334	rationnelle	2,04	1,47	0,57	OH7	Buse Ø 1200, pente 0,5% longueur 125m	3,22 m ³ /s
5b	45,09	Crupédix	3,57	3,13	0,45	OH8	Buse Ø 1500, pente 0,5% longueur 159m	5,84 m ³ /s

Voir les ouvrages de rétablissement sur le plan du réseau d'assainissement en annexe 4.2

La classe des buses hydrauliques devra être choisie en tenant compte de la charge imposée par le remblai de grande hauteur.

Il est à noter que l'ouvrage hydraulique OH8 a pour fonction de rétablir un talweg sec et n'est pas soumis à la rubrique 3.1.3.0. de l'article R214-1 du code de l'environnement.

1.2.6 - Le bassin versant naturel de Cambolle

1.2.6.a - Présentation du bassin versant naturel

Ce bassin versant recouvre en partie la commune de Parville, en particulier le centre-bourg. L'axe du talweg naturel sec a été déplacé dans le cadre de la réalisation de la déviation de Parville et dimensionné pour reprendre les eaux provenant des terrains situés au Sud-Est de Parville. Sous la déviation de Parville (RN 13), le talweg est busé dans un Ø1000, et ressort le long de la route d'accès au nouvel Hôpital d'Évreux. Avant de se rejeter dans l'Iton les eaux ruissellent dans les champs situés au sud de l'hôpital d'Évreux.



Illustration 26: Rétablissement du talweg au niveau de Cambolle



Illustration 27: Axe du talweg de Cambolle



Illustration 28: Talweg de Cambolle au droit u bassin 4

1.2.6.b - Détermination des débits centennaux pour le rétablissement des écoulements naturels

Le dimensionnement a été effectué en partie durant les études de la déviation de Parville. Le bassin versant ne subit pas de modification avec le projet, les débits calculés lors des études de la déviation de Parville seront inchangés dans le cadre du projet.

Les ouvrages de rétablissements existants, OH 9, 4 buses Ø800 (Illustration 26), et OH 13, 1 buse Ø1000, seront réutilisés en l'état. L'implantation du talweg qui relie l'OH 9 à l'OH 13 sera décalé vers le nord et approfondi de 4 m.

Trois ouvrages hydrauliques de rétablissement des écoulements naturels seront créés :

- OH 10, achemine les eaux collectées par les fossés de crête de déblai de la bretelle d'entrée Parville → Paris,
- OH 11, assure la transparence hydraulique sous la bretelle de sortie Caen → Parville,
- OH 12, assure la transparence hydraulique sous la section courante.

Les ouvrages hydrauliques 11 et 12 ont les mêmes dimensions que l'ouvrage hydraulique 13.

Les caractéristiques des ouvrages hydrauliques de l'Echangeur de Cambolle sont précisées dans le tableau suivant et en annexes 4.2 :

Bassin versant	Superficie (km ²)	méthode utilisée	Q100 (m ³ /s)	nom	caractéristiques	débit capable (m ³ /s)
		DLSE Parville	0,92 1,21	OH9 (déjà existant, inchangé)	2 buses Ø 800, pente 1%, longueur 40 m 2 buse Ø 800, pente 0,5%, longueur 50 m	2 x 1,54 2 x 1,09
	0,019	rationnelle	0,30	OH10	Buse Ø 600, pente 1%, longueur 23m	0,71
6	1,09	transitoire	1,35	OH11	Buse Ø 1000, pente 1%, longueur 20m	2,80
6	1,09	transitoire	1,35	OH12	Buse Ø 1000, pente 1%, longueur 53m	2,80
6	1,09	DLSE Parville transitoire	1,35	OH13 (déjà existant, inchangé)	Buse Ø 1000, pente 1%	2,80

2 - Assainissement de la plate-forme routière

L'étude d'assainissement a été réalisée par le SIR de Rouen, conformément aux prescriptions du SETRA, notamment exprimées dans les guides techniques « *Assainissement routier* » (SETRA, 2006), « *Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier* » (SETRA, 2000), et « *Pollution d'origine routière* » (SETRA, 2007).

Cette étude comprend :

- les contraintes environnementales et géométriques du projet,
- l'inventaire et le choix du point de rejet des débits engendrés par la présence de la plate-forme routière,
- la description des dispositifs d'assainissement choisis le long de la RN 13,
- les résultats du dimensionnement du réseau de collecte et des ouvrages de traitement.

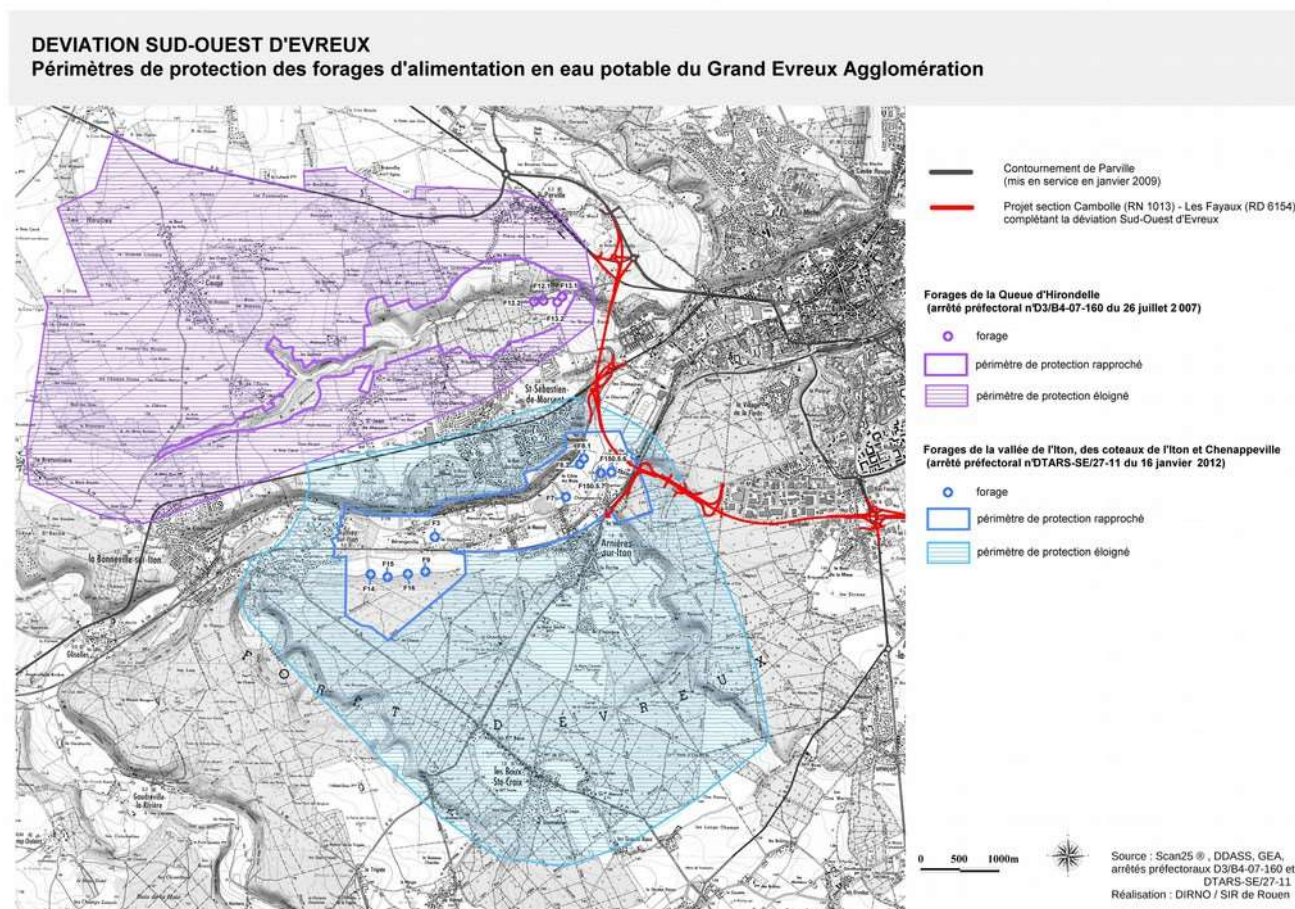
Les méthodes de calcul pour parvenir aux résultats du dimensionnement du réseau de collecte et des ouvrages de traitement sont en annexe 4.1.

2.1 - Les contraintes du projet

2.1.1 - Les contraintes environnementales

La présence du périmètre de protection rapprochée des captages de Chenappeville, (*voir carte 4 page suivante*) dont la limite nord remonte jusqu'à 110 m derrière le projet, impose, conformément à l'avis de l'ARS, de rendre les ouvrages d'assainissement complètement étanches dans la zone où le projet routier est inclus dans le périmètre. Tous les écoulements potentiels seront confinés dans l'espace de la plate-forme routière, puis amenés vers le bassin de traitement 2 situé sur la rive droite du Canal Usinier (bras Est de l'Iton). Ce bassin sera lui-même situé hors des limites de zone inondable de l'Iton, limite définie par le PPRI de l'Iton approuvé le 7 juillet 2000 (*voir carte 5*). Plusieurs mesures seront prises pour contrôler la turbidité des eaux des stations de Chenappeville et veiller à ce que le projet routier n'engendre aucun impact à ce sujet. Enfin, le rejet du bassin 2 se fera en aval et hors des périmètres de protection rapprochée de Chenappeville.

Une partie du projet se trouve également dans le périmètre de protection éloignée des captages de Chenappeville : ceci implique un renforcement de préconisations pendant la phase travaux (rejets interdits, stockages réglementés, base de chantier à placer hors du périmètre ou conçue de telle sorte qu'aucun déchet ou rétention d'eau ne soit diffusé dans le milieu naturel...). Ces dispositions seront imposées dans les marchés de travaux. À noter que ces préconisations seront encore plus restrictives (base de chantier hors périmètre, pistes d'accès montées sans grattage du sol, etc) dans la zone du périmètre de protection rapprochée.



Carte 4 : localisation des périmètres de protection des champs captants alimentant l'agglomération ébroïcienne.

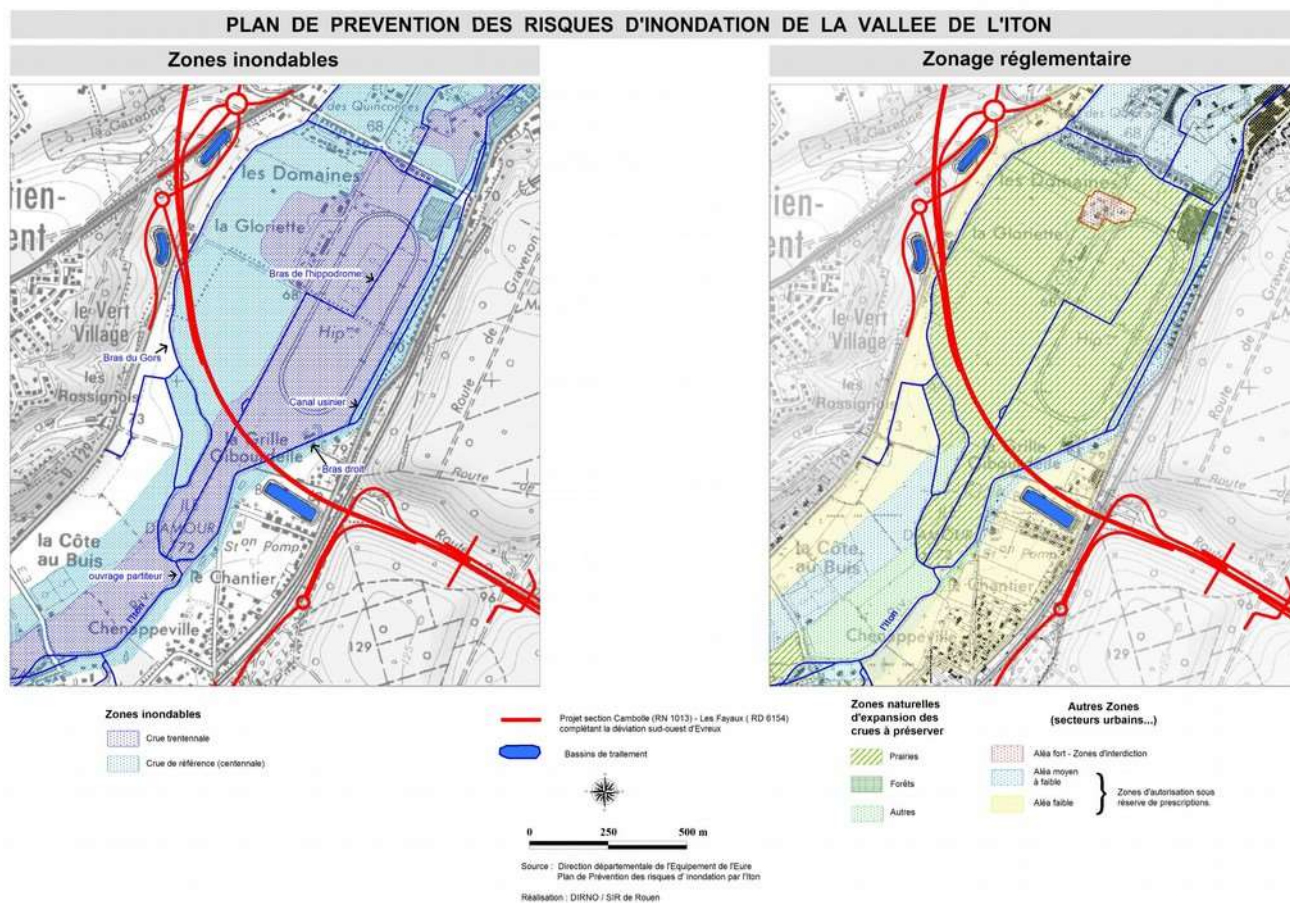
Une partie du projet traversera la Forêt de protection d'Evreux ; le déboisement et l'emprise du projet occuperont les surfaces les plus réduites possibles, impliquant des ouvrages d'assainissement de largeur réduite. Dans cette zone, la plate-forme routière recouvrant un talweg naturel d'infiltration préférentielle d'écoulement des eaux des bassins versants naturels (voir chapitre 1.2.1), il sera envisagé de protéger les structures de chaussées par des écrans drainants de rive de chaussée et ou des masques drainants.

Enfin, sur les plateaux, la topographie locale ne permet pas, au droit du projet de trouver des exutoires naturels. Les bassins se rejeteront dans les réseaux d'eaux pluviales d'EPN.

Au niveau de l'échangeur de Cambolle, les eaux rejoindront un bassin de traitement, puis d'infiltration réalisés dans le cadre de la déviation de Parville (mise en service en 2009). Ces bassins ont été dimensionnés en tenant compte des aménagements de la DSOE. Le bassin d'infiltration dispose d'une surverse à destination du réseau d'eau pluviale d'EPN. Cet aménagement a fait l'objet d'une convention entre la DREAL et la communauté d'agglomération signée le 8 avril 2010, et autorisé pour titre du code de l'environnement par arrêté préfectoral le 22 décembre 2004.

Au niveau de l'échangeur des Fayaux, les eaux seront amenées vers le bassin de traitement 1, puis rejetées dans le réseau d'eau pluviale d'EPN. Au vu de la perméabilité des sols (10^{-9} m/s), la réalisation d'un bassin d'infiltration a été écartée.

Pour ces deux rejets la convention, liant la DREAL à EPN, impose les niveaux de qualité des eaux en sortie de bassin et la fréquence de contrôle.



Carte 5 : délimitation des zones inondables de la Vallée de l'Iton et localisation des zonages réglementaires définis dans le PPRI de l'Iton.

2.1.2 - Les contraintes géométriques

Les principales contraintes sont liées à la faible déclivité du projet sur les plateaux, à la forte déclivité de part et d'autre de la Vallée de l'Iton, et au linéaire conséquent de zones en déblais.

La faible déclivité impose, surtout au niveau de l'échangeur des Fayaux, à créer un réseau d'assainissement enterré de pente plus forte que celle de route. Ceci implique que le niveau des plus hautes eaux dans le bassin de traitement 1 sera très bas par rapport à l'altimétrie moyenne locale de la zone où est implanté ce dernier (environ 3 mètres en moyenne).

La forte déclivité, de l'ordre de 4 % (tronçon Echangeur de Cambolle – Echangeur de St-Sébastien-de-Morsent) à 5% (tronçon dans la Forêt d'Évreux) impose de réaliser des ouvrages d'assainissement de surface en béton, un réseau enterré incluant des chutes d'eaux, afin de réduire les vitesses d'écoulement à moins de 4m/s.

L'existence de quelques points bas en déblais nécessitera une attention accrue de l'entretien du réseau, même s'il sera préféré des ouvrages moins faciles à obstruer. Ce cas se présente aux endroits suivants :

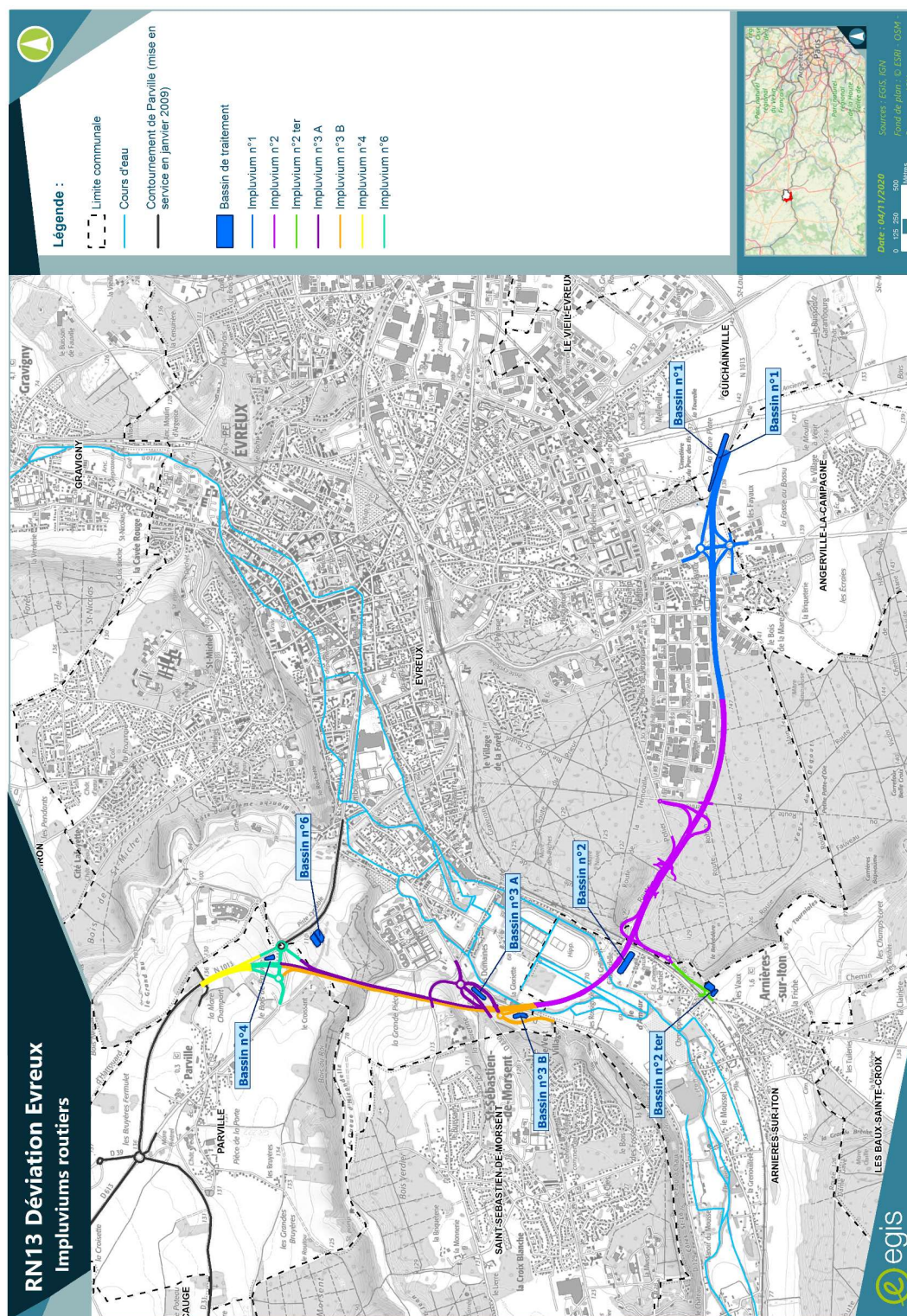
- bretelle d'entrée Nord du diffuseur des Fayaux,
- bretelle de sortie Sud du diffuseur des Fayaux,
- bretelle de sortie du 1/2 diffuseur de la forêt,
- bretelle de sortie Ouest du diffuseur de Cambolle,
- bretelle de sortie Est du diffuseur de Cambolle,
- desserte de Parville du diffuseur de Cambolle,
- barreau inter-giratoire du diffuseur de Cambolle,
- bretelle de sortie ouest du diffuseur de St-Sébastien-de-Morsent,
- raccordement de la VC7,
- bretelle de sortie du 1/2 diffuseur d'Arnières-sur-Iton,
- bretelle d'entrée du 1/2 diffuseur d'Arnières-sur-Iton.

Le plan du réseau d'assainissement (placé en annexe 4.2) présente les endroits où se situent tous les points bas et hauts du projet routier (section courante, bretelles des échangeurs, et voiries départementales dont une partie des eaux de plate-forme aura comme exutoire les bassins de traitements réalisés au sein de l'actuel projet).

2.2 - Choix du point de rejet des eaux pluviales provenant de la plate-forme routière.

Le rejet des eaux du tronçon de la plate-forme routière, sont répartis comme suit (*voir carte 6*) :

- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement 1 (entre le point haut de la section courante situé entre PS2 et l'échangeur des Fayaux et l'extrémité orientale du projet, Echangeur des Fayaux compris) : réseau d'eau pluviale d'Évreux Portes de Normandie (*secteur bleu foncé de la carte 6*),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement 2 (entre le point haut de la section courante si tué entre PS2 et l'échangeur des Fayaux et l'extrémité nord de l'ouvrage d'art enjambant le bras du Gors, y compris le demi-échangeur de la Forêt, le demi-échangeur d'Arnières-sur-Iton et la section de la RD55 entre PS8 et le point haut situé à 250 m au sud de celui-ci) : Canal Usinier (bras droit de l'Iton), hors des périmètres de protection rapprochée de Chenappeville (*secteur rose de la carte 6*),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement 2ter (entre le point-haut le plus au Sud situé sur la Bretelle d'Arnières et la RD55 existante à l'entrée d'Arnières-sur-Iton, y compris les sections mutualisées de la RD55 dont la superficie a été précisée par EPN) : noue d'infiltration située en sortie de la Bretelle d'Arnières (*secteur vert de la carte 6*),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement 3a (section courante, sens Paris-Caen, située entre PS15 de l'échangeur de Cambolle et la bretelle de sortie de l'échangeur de St-Sébastien-de-Morsent, Giratoire Est de l'échangeur de St-Sébastien-de-M., barreau intergiratoire de l'échangeur de St-Sébastien-de-M, RD 830 partie aval au PS 13 bis, VC7 partie aval au PS 14 compris), *soit le secteur violet de la carte 6* : Bras du Gors (bras gauche de l'Iton),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement 3b (section courante, sens Caen-Paris, située entre PS15 de l'échangeur de Cambolle et la bretelle de sortie de l'échangeur de St-Sébastien-de-Morsent + section courante (dans les deux sens) entre PS12 et PS 13 bis, Giratoire Ouest de l'échangeur de St-Sébastien-de-M. et partie haute de la RD 129 compris), *soit le secteur orange de la carte 6* : Bras du Gors (bras gauche de l'Iton),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement existant 4, bassin réalisé avec la déviation de Parville (partie amont de la section courante située sur le plateau de Parville) : talweg du Vallon de Cambolle (*secteur jaune de la carte 6*),
- Surface active dont les eaux seront traitées par le bassin de traitement existant 6, bassin réalisé avec la déviation de Parville (majeure partie de l'Echangeur de Cambolle, section courante située juste en amont du PS15, Giratoires Ouest et Est de Cambolle et accès à Parville compris), *secteur bleu-clair de la carte 6* : bassin d'infiltration déjà réalisé et fonctionnant en surverse vers le réseau d'eaux pluviales de la Ville d'Évreux.



Carte 6 : impluviums routiers et bassins de traitement associés. Les bassins 4 et 6 sont déjà existants et dimensionnés en prévision du projet actuel.

2.3 - Description des ouvrages de collecte des eaux

L'ensemble des ouvrages de collecte des eaux ont été dimensionnés pour une pluie d'occurrence vicennale.

2.3.1 - Fossés triangulaires étanches en béton

Des fossés triangulaires bétons étanches seront réalisés le long des sections en déblai où la déclivité est prononcée. Les pentes internes des fossés seront de 4 pour 1, pour rendre l'ouvrage libre de tout équipement de sécurité vis-à-vis de l'utilisateur. L'étanchéité se fera par pose d'un complexe « géomembrane / géotextile » adapté aux ouvrages en béton dans la zone de protection rapprochée où la déclivité est inférieure à 0,5 %. Les profondeurs et ouvertures ont été ajustées pour diminuer la taille des ouvrages d'assainissement tout en veillant à ce que ceux-ci puissent être capables de contenir les débits engendrés par les événements vicennaux.

2.3.2 - Caniveaux en béton

En zone de remblais et de fortes déclivités, les ouvrages d'assainissement sont aussi en béton, les fossés triangulaires seront conservés uniquement si leur dimensionnement le permet. Dans le cas où la géométrie ne le permet pas, ils seront remplacés par des caniveaux protégés par un dispositif de retenue. Les caniveaux seront dimensionnés eux aussi pour contenir les débits engendrés par les événements vicennaux.

2.3.3 - Fossés engazonnés étanches

En zone de déblai ou en zone de profil rasant le terrain naturel – principalement au droit de l'Echangeur des Fayaux, lorsque les profils en long du projet routier présentent des déclivités faibles (de 0,4 à 1,5%), les ouvrages d'assainissement, souvent triangulaires de pente interne 4 pour 1, seront engazonnés et étanchés à l'argile compactée.

2.3.4 - Canalisations PEHD

Enfin, le long de certains tronçons (remblais dominant le fond de vallon de la Queue d'Hirondelle, talweg de la Forêt d'Évreux, ...), l'espace disponible en surface n'est pas suffisant pour permettre de faire circuler les écoulements engendrés par la surface active de la plate-forme routière située en amont et les bassins de traitement 3a, 3b ou 2. Ceci nécessite la création d'un réseau enterré, fait de canalisations PEHD sur lit de pose étanché à l'argile pour faire transiter ces débits engendrés en amont vers les bassins. La forte déclivité de ces passages impose de réaliser régulièrement des chutes d'eau (à travers des regards) pour freiner les vitesses acquises dans le réseau souterrain, en diminuant la pente des canalisations. Ces canalisations, ainsi que celles qui permettent les traversées sous chaussées, sont également dimensionnées pour tenir les débits engendrés par la précipitation de retour 20 ans en étant en charge au maximum à 80% de hauteur d'eau dans le diamètre de la canalisation.

Le plan du réseau d'assainissement de la plate-forme routière correspond aux planches 1 à 5 placées en annexe 4.2.

Les débits engendrés par les voiries contiguës dont les eaux alimentent le réseau créé dans le présent projet ont été pris en compte. Ils proviennent du tronçon du Chemin Potier entre le giratoire du demi-échangeur de la Forêt d'Évreux et PS5. Les débits engendrés par la RD 830 et la VC7 seront acheminés vers le réseau existant de la Ville d'Évreux.

2.4 - Dimensionnement des dispositifs de traitement

Les bassins de traitement seront des bassins fonctionnant par décantation et débit régulé. Dans ce chapitre sera discuté le temps de retour des pluies imposant le dimensionnement de ces bassins. Leurs volumes sont aussi contraints de façon à pouvoir intervenir en cas de pollution accidentelle, afin que cette pollution ne parvienne pas à atteindre la sortie du bassin avant le temps d'intervention qui permettra aux agents du CEI d'Évreux, évalué à 3h (alerte, déplacement sous contrainte, temps d'intervention sur les vannes du bassin comptés), de la confiner. Des biphases permettront de dévier les eaux vers l'exutoire le temps de parvenir à subjuguer la pollution accidentelle. Les volumes sont aussi dimensionnés de façon à ce que la qualité des eaux de rejets dans l'Iton permette de respecter les objectifs du SDAGE et les normes imposées par l'arrêté du 27 juillet 2018.

En ce qui concerne le bassin 2ter, l'espace laissé par les emprises ne permet pas de réaliser à la fois, un bassin multifonction qui tienne l'événement vicennal et un bassin d'infiltration. Dans ce chapitre sont exposés les choix effectués, sachant que la surface active à assainir dont l'exutoire est ce bassin, est une section routière déjà existante et non-structurante (RD55) pour laquelle l'assainissement actuel ne consiste qu'en une succession de puisards. Dans le projet actuel, porté à cet endroit par la DIRNO et EPN (mutualisation du bassin qui servira d'exutoire à des impluviums routiers conçus par les services de la DIRNO, mais rétrocedés à terme pour l'entretien aux services d'EPN), les puisards seront supprimés, conformément aux nouvelles directives liées à la protection de la ressource en eau dans le périmètre de protection rapprochée des stations de captage de Chenappeville.

2.4.1 - Objectifs de qualités

Bassin 1

Les valeurs de concentration de rejets à la sortie du bassin de traitement sont imposées par la ville d'Évreux, à travers une convention signée entre elle et le futur exploitant du bassin 1 qui sera la DIR Nord-Ouest. Ces valeurs sont les mêmes que celles qui ont été exigées pour la surverse du bassin 6 de la déviation de Parville (voir tableau ci-contre).

Le débit de fuite a été choisi à 20l/s, ce qui correspond au débit de rejet imposé par le SDAGE à 2 l/s/ha (soit 19 l/s).

Polluant	Concentrations limites imposées par la ville d'Evreux (convention)
MES	40 mg/l
DCO	40 mg/l
Zn	3 mg/l
Cu	sans objet
Cd	sans objet
HC	1 mg/l
HAP	sans objet

Bassin 2ter

Le rejet du bassin 2ter s'effectue en dehors du réseau hydrographique superficiel, les objectifs de qualité ne s'appliquent pas en toute rigueur à ce rejet. Cependant, les concentrations de polluants seront comparées avec les mêmes seuils que pour les bassins 2, 3a et 3b, afin d'avoir une bonne estimation de la qualité des eaux. Ces eaux s'infiltreront dans le périmètre de protection éloigné des captages de Chenappeville, de la vallée de l'Iton et des coteaux de l'Iton.

Bassins 2, 3a et 3b

L'exutoire étant l'Iton pour les trois bassins ci-dessus, il s'agit de regarder si la qualité des eaux de l'exutoire, après rejets provenant de ces bassins, répond aux objectifs du SDAGE Seine-Normandie, du SAGE Iton, des normes imposées par l'arrêté du 27 juillet 2018.

Les objectifs de qualité pour un rejet en réseau hydrographique superficiel sont les suivants :

Polluant	Objectifs de qualité
MES	50 mg/l
DCO	30 mg/l
Zn	7,8 µg/l
Cu	1 µg/l
Cd	0,25 µg/l
HC	0,5 mg/l

Afin de déterminer les concentrations en polluants engendrées par le projet routier, des hypothèses de trafic ont été prises en compte à l'horizon 2035. Ces hypothèses sont fournies en annexe 4.3.

De plus, pour pouvoir comparer les rejets théoriques des bassins aux objectifs de qualité, une campagne de mesures des concentrations initiales dans la rivière a été menée à quelques mètres en amont des points de rejets prévus, dans le Canal Usinier pour le bassin 2, et le Bras du Gors pour les bassins 3a et 3b.

Cette campagne s'est effectuée durant l'été 2011, et les échantillons ont été prélevés le 5 juillet 2011, 3 août 2011 et 30 septembre 2011. Une attention particulière a été prise pour que ces prélèvements se fassent suffisamment longtemps après la dernière précipitation (7 à 10 jours au moins). L'été 2011 a été particulièrement favorable, car il se situe à la sortie d'une période de sécheresse particulièrement forte qui a sévi tout le printemps. Les résultats d'analyse ont pu être directement utilisés, car le débit de l'Iton lors des prélèvements correspondait au débit à l'étiage QMNA5 fourni par le service Risque de la DREAL.

Les résultats de la campagne menée pendant l'été 2011 par SGS sont présentés dans le tableau suivant. On constate que les valeurs initiales de concentrations en cuivre sont supérieures au seuil des objectifs de qualité de l'arrêté du 27 juillet 2018.

	CANAL USINIER				BRAS DU GORS			
	juil 2011	août 2011	sept 2011	moyenne	juil 2011	août 2011	sept 2011	moyenne
Polluant								
MES (mg/l)	1	2	< 1	1,3	2	2	1	1,7
DCO (mg/l)	10	< 10	13	10,6	< 10	< 10	12	10,7
Zn (mg/l)	0,0035	0,0064	0,0045	0,0048	0,0065	0,0036	0,0048	0,0050
Cu (µg/l)	1,5	0,9	0,9	1,1	1,9	1,3	1,6	1,6
Cd(µg/l)	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
HC (mg/l)	< 0,05	0,07	< 0,05	0,056	0,053	< 0,05	0,18	0,10
Débit (m3/s)	1,51	1,32	0,88	1,24	1,03	0,70	0,87	0,87
Dureté de l'eau (en mg CaCO₃/l)	240	260	250	250	230	250	230	237

Remarques :

- lorsque les valeurs sont inférieures au seuil de détection, les valeurs prises pour les calculer les moyennes sont les valeurs seuils.
- le débit moyen de l'Iton au total est de 2,11 m³/s, correspondant au débit QMNA5 (2,1 m³/s), à un point situé 500 m plus en amont. Il est considéré que le débit du Canal de l'Hippodrome est nul.

- En vert : inférieur aux objectifs de qualité ; en rouge : supérieur aux objectifs de qualité.

Par ailleurs, pour se référer à la valeur moyenne de débit de l'Iton, on se base sur le module interannuel de la station de Normanville qui s'appuie sur une chronique reposant sur 54 années de mesures, soit une valeur fiable et représentative.

Bassins 4 et 6

Les bassins 4 et 6 ne reçoivent que des petites sections de la déviation Sud-Ouest d'Évreux. Ces bassins ont été réalisés avec la déviation de Parville, et leur dimensionnement actuel prend en compte ces nouveaux apports.

Le cas des HAP

L'arrêté du 27 juillet 2015 indique les seuils suivants pour les HAP :

Arrêté du 27 juillet 2015 – Cas des HAP		
Polluant	NQE-MA	NQE-CMA
[HAP]_x	Sans objet	Sans objet
Anthracène (µg/l)	0,1	0,1
Fluoranthène (µg/l)	0,0063	0,12
Benzo (a) pyrène (µg/l)	0,00017	0,27
Benzo (b) fluoranthène (µg/l)		0,017
Benzo (k) fluoranthène (µg/l)		0,017
Benzo (g,h,i) perylène (µg/l)		0,0082
Naphtalène (µg/l)	2	130

L'arrêté du 27 juillet 2018 ne donne pas de concentration pour [HAP]₁₆. Et seuls 7 HAP disposent d'un seuil de bon état.

En 2011, la société SGS a effectué les mesures pour les 16 HAP. Pour la plupart de ces éléments, les valeurs trouvées sont en dessous du seuil limite de détection (seuil de détection à 0,05 µg/l pour la naphtalène, seuil de détection à 0,005 µg/l pour les autres HAP).

Pour les HAP dont la concentration mesurée est au-delà des seuils de détection, les valeurs correspondent à des eaux de bonne ou très bonnes qualités au regard du SEQ Aptitude Biologique Eau de Surface 2003 (les HAP concernés n'étant pas indiqué dans l'arrêté du 27 juillet 2015).

2.4.2 - Description du bassin 1

Impluvium du Bassin 1		Surface totale (en m²)	90500
Coefficient de ruissellement	0,93	Surface active (en m²)	84075
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m²)	81321	Surface talus de déblais (en m²)	9179

L'absence d'exutoire naturel (voir chapitre 2.1.1) impose de rejeter les eaux dans le réseau d'eaux pluviales d'EPN à l'aide d'un poste de refoulement.

Le dispositif envisagé consiste en un assemblage de bassins, le premier permettant d'isoler la pollution accidentelle ayant lieu lors d'événements pluviaux biennaux ou de retour plus faible, pour une durée de pluie équivalente à 3h ou moins. Ce bassin aura également pour fonction de rabattre les concentrations en polluants routiers chroniques.

Le deuxième bassin aura pour fonction d'écarter le débit généré par une pluie vicennale, en considérant que le volume arrivant lors de la première heure est contenu par le premier bassin.

Le premier bassin est rendu étanche par un dispositif d'étanchéité classique (lit de pose, géotextile, géomembrane, géotextile, terre végétale). Le deuxième bassin sera réalisé dans les couches surfaciques argileuses (perméabilité 10^{-8} m/s) sans dispositif d'étanchéité.

Les dimensions des bassins sont les suivantes :

		Bassin 1
Bassin de traitement de la pollution accidentelle (2ans ; 3h)	Volume utile nécessaire (en m ³)	1582
	Volume réalisé (en m³)	1750
	Débit de fuite Qs (en m³/s)	5.10⁻³
	Hauteur de marnage (en m)	0,9
	Hauteur du volume mort	0,5
	Volume mort (en m ³)	1475
	Longueur L du NPBE (en m)	319,0
	Largeur l du NPBE (en m)	11,6
	L/l	11,6
	Superficie de la surface miroir (en m ²)	3230
	Débit entrant Q ₂₀ (en m ³ /s)	0,714
	Superficie minimale de la surface miroir pour décantation des particules inférieures à 50 µm (en m ²)	747
	Diamètre orifice du débit sortant (en cm)	10
	Débit en l/s (bassin plein)	8
	Débit en l/s (mi-marnage)	5
Bassin complémentaire d'infiltration	Volume de stockage avant assemblage (en m ³)	8819
	+ Volume (en m ³) depuis Alt. 136,4 à 136,5	1236
	Volume utile des deux bassins assemblés (en m ³)	14863
	Volume total des deux bassins assemblés (en m ³) avant surverse par le déversoir (Alt. 137,0 m)	21363
	Perméabilité des couches surfaciques argileuses (en m/s)	1.10 ⁻⁸
	Hauteur de marnage des deux bassins assemblés (m)	1
	Longueur L du fond des deux bassins assemblés (en m)	452,0
	Largeur l du fond des deux bassins assemblés (en m)	30,0
	Débit entrant Q ₂₀ (en m ³ /s)	0,71
	Débit entrant maximal par canalisation d'entrée (en m ³ /s)	1,8
	Débit en l/s depuis Alt. 136,4 à 136,5	8
	Altitude de la surverse de l'ouvrage de sortie	136,5 m

Polluant	Cu	Cs	Bassin 1 (superficie active : 6,607 ha)			Concentrations limites imposées par la ville d'Evreux (convention)
			Ca	Ce	Cm	
MES	40 kg/ha	10 kg/ha	3221 kg	16,82 mg/l	13,28 mg/l	40 mg/l
DCO	40 kg/ha	4 kg/ha	2735 kg	23,79 mg/l	18,79 mg/l	40 mg/l
Zn	400 g/ha	12,5 kg/ha	25,1 kg	0,17 mg/l	0,14 mg/l	3 mg/l
Cu	20 g/ha	11 g/ha	2,1 kg	14,6 µg/l	11,5 µg/l	sans objet
Cd	2 g/ha	0,3 g/ha	145 g	1,008 µg/l	0,796 µg/l	sans objet
HC	600 g/ha	400 g/ha	68,6 kg	0,835 mg/l	0,660 mg/l	1 mg/l
HAP	0,08 g/ha	0,05 g/ha	8,9 g	0,108 µg/l	0,085 µg/l	sans objet

Le bassin des Fayaux tel que dimensionné, permettra de mettre fin au fonctionnement de rejet par puisard direct dans la nappe sous-jacente. Cependant, le seul exutoire possible reste le réseau d'EPN. Dans le fonctionnement normal, ce réseau devra supporter un débit ajouté, par temps de pluie, régulé à 20 l/s. En cas d'isolement de la pollution accidentelle lors d'un événement vicennal, il devra supporter le même débit régulé (20 l/s) car la pollution n'est isolé que dans le premier bassin et le bipasse est rejeté dans le bassin complémentaire servant à retenir le volume d'eau généré par un événement pluvial vicennal.

2.4.3 - Description du bassin 2

Impluvium du Bassin 2		Surface (en m²)	155700
Coefficient de ruissellement	0,82	Surface active (en m²)	127674
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m²)	115663	Surface talus de déblais (en m²)	40037

Les hypothèses de dimensionnement des bassins imposés par le SAGE Iton (approuvé par arrêté interpréfectoral le 12 mars 2012) sont les suivantes : dimensionnement des bassins de traitement pour une pluie de retour centennal, un débit de fuite $Q_s = 2 \text{ l/s/ha}$ de surface d'impluvium et un temps de vidange inférieur à 48 heures.

- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans, débit de fuite égal à 20l/s,
- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha,
- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 20l/s,
- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha.

	volum e utile (en m ³) *				temps de vidange (en jours) **			
temps de retour débit de fuite	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100ans – 2l/s/ha	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100 ans – 2l/s/ha
Bassin 2	6604	5977	9999	9445	6,07	3,41	7,64	4,47
Évaluation du risque non réalisable dans les emprises assainissement – novembre 2020								31/65
** valeurs en rouge : temps de vidange supérieur à 48h								

Le dimensionnement pour une pluie de retour 100 ans est impossible, car il manque d'espace disponible dans les emprises, et le temps de vidange est supérieur à 48h. L'augmentation des débits de fuite pour écrêter la pluie d'occurrence centennale nuit au rendement (abattement de la pollution chronique) du bassin de traitement.

Les paramètres choisis pour dimensionner le bassin 2 ont été les suivants :

- Pluie de retour 20 ans,
- Débit de sortie à 2l/s/ha (soit 32l/s),
- Temps de vidange égal à 3,5 jours,
- Exutoire : Canal Usinier.

Le temps de vidange est le paramètre déterminant du dimensionnement.

Suite à la décision du Tribunal Administratif de Rouen relative à l'arrêté du 17 juin 2013 autorisant la réalisation de la déviation sud-ouest d'Évreux section Cambolle-Les Fayaux au titre de l'article L.214-3 du code de l'environnement, la DREAL Normandie a souhaité étudier les possibilités techniques d'adaptation des bassins de traitement B2, B3a et B3b, afin d'améliorer les performances de dépollution.

Dans ce cadre, le bureau d'étude INGEROP propose pour le bassin B2 la réduction du débit de fuite à 21 l/s. Le bassin est dimensionné pour une pluie de retour de 20 ans. Cette solution a été retenue dans l'arrêté n°DDTM/SEBF/2016/191 portant prescriptions complémentaires à l'arrêté n°DDTM/13/068.

Dimensionnés avec ces paramètres, le bassin 2 a les caractéristiques suivantes :

	Bassin 2
Volume utile nécessaire (en m ³)	6213
Volume réalisé (en m³)	6228
Débit de fuite Qs (en m³/s)	0,021
Temps de vidange (j)	5,4
Hauteur de marnage (en m)	1
Hauteur du volume mort	0,5
Volume mort (en m ³)	2396
Longueur L du NPBE (en m)	168,0
Largeur l du NPBE (en m)	31,5
L/l	5,33
Superficie de la surface miroir (en m ²)	5292
Débit entrant Q ₂₀ (en m ³ /s)	2,770
Superficie minimale de la surface miroir pour décantation des particules inférieures à 50 µm (en m ²)	2355
Diamètre orifice du débit sortant (en cm)	11,2
Débit en l/s (bassin plein)	21
Débit en l/s (mi-marnage)	15

Les emprises disponibles ne permettent pas d'obtenir un rapport L/l supérieur à 6. Toutefois, la surface miroir assure la décantation des particules inférieures à 50µm.

Traitement de la pollution accidentelle

En considérant les éléments de dimensionnement ci-dessus, les résultats du bassin pour le traitement de la pollution accidentelle sont les suivants :

	Bassin 2
Ve (pluie 2ans, 3h) nécessaire en m ³	2510
Volume mort minimal pour que le temps de propagation du panache de la pollution à travers le bassin soit inférieur à 3h (en m ³)	470
Volume mort réalisé (en m ³)	2396

Le bassin 2 est donc dimensionné pour contenir le volume engendré par l'événement pluvial biennal de 3h à vannes fermées, et pour limiter à 3h le temps de propagation du panache de pollution miscible entre les ouvrages amont et aval.

Calcul des rejets de la pollution chronique

Les vitesses calculées pour le bassin 2 sont :

	Bassin 2
Vitesse horizontale au niveau de l'orifice de sortie (en mm/s)	0,99
vitesse verticale dans le bassin (en m/h)	0,34

La vitesse horizontale est inférieure à 150 mm/s et la vitesse verticale inférieure à 1 m/h . En application des guides techniques *L'eau et la route volume* et *Pollution d'origine routière*. Les taux d'abattement des polluants du bassin sont de :

MES (matières en suspension)	90,00 %
DCO (demande chimique en oxygène)	78,00 %
Cu, Zn, Cd	83,00 %
HC, HAP (hydrocarbures totaux, hydrocarbures aromatiques polycycliques)	75,00 %

Rejets en sortie de bassin

Les concentrations, sans dilution, en sortie de bassin apparaissent dans le tableau suivant :

Polluant	Bassin 2		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Sortie bassin		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	11,20	8,84	50
DCO (mg/l)	20,32	16,04	30
Zn (µg/l)	98,77	77,97	7,8
Cu (µg/l)	8,99	7,09	1
Cd (µg/l)	0,59	0,46	0,25
HC (mg/l)	0,63	0,50	0,5
HAP (µg/l)	0,08	0,06	0,182

Les valeurs de concentrations en sortie immédiate du B2 dépassent les seuils de l'arrêté du 27 juillet 2018 pour le cuivre, le zinc le cadmium et les hydrocarbures et sont examinées ci-dessous, après dilution conformément à la réglementation.

Rejets après dilution en fonctionnement normal

Conformément à la réglementation, on examine l'impact des rejets cuivre, zinc cadmium et hydrocarbures dans l'Iton en diluant ce rejet en fonctionnement normal (mi-marnage) dans le débit moyen du bras droit (64 % du module moyen 3,59 m³/s) de l'Iton sur la base des résultats de prélèvements indiqués au chapitre 2.4.1. Les concentrations en polluants dans le bras droit de l'Iton ont été mesurés en 2011 à l'étiage, situation non représentative du fonctionnement normal du cours d'eau. Pour une meilleure représentativité, les concentrations initiales du cours d'eau ont été corrigées en fonction du débit moyen du bras droit.

Les valeurs de concentration de polluants routiers après rejet dans l'exutoire du bassin de traitement, sont données dans le tableau suivant, après calcul de dilution.

Polluant	Bassin 2 Dilution dans le bras droit		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Ce	Cm	
Zn (µg/l)	3,21	3,08	7,8
Cu (µg/l)	0,65	0,64	1
Cd (µg/l)	0,06	0,06	0,25
HC (mg/l)	0,03	0,03	0,5

Remarques : pour le cadmium, la valeur moyenne initiale de sa concentration dans les bras de l'Iton étant inférieure à la valeur de détection qui est 0,1 µg/l, les concentrations résiduelles ont été calculées en prenant cette valeur de seuil.

En fonctionnement normal, les concentrations en zinc, cuivre, cadmium et hydrocarbures dans l'Iton après rejet du bassin B2 respectent bien les objectifs de qualité de l'arrêté du 27 juillet 2018.

Rejets après dilution à l'état futur

Dans le cadre du SDAGE Seine et de ses cours d'eau, il est identifié un objectif de bonne qualité de l'Iton à l'horizon 2027, concomitant avec la perspective de mise en service de la déviation Sud-Ouest d'Évreux. On modélise ainsi l'impact du bassin B2 sur le bras droit de l'Iton en fonctionnement normal (mi-marnage), conformément à cet objectif.

La bonne qualité physico-chimique peut se traduire par une concentration initiale en polluant égale à la valeur du seuil divisé par deux.

Polluant	Bassin 2 Dilution dans le bras droit en bonne qualité physico chimique (seuil/2)		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	24,91	24,90	50
DCO (mg/l)	15,03	15,01	30
Zn (µg/l)	4,52	4,38	7,8
Cu (µg/l)	0,56	0,54	1
Cd (µg/l)	0,13	0,13	0,25
HC (mg/l)	0,25	0,25	0,5

Le rejet du bassin 2 dans le bras droit de l'Iton n'a pas d'impact sur la qualité physico-chimique de ce de dernier, aucun polluant ne dépasse les seuils prescrits dans l'arrêté du 27 juillet 2018.

2.4.4 - Description du bassin 2ter

Impluvium du Bassin 2ter		Surface (en m ²)	27012
Coefficient de ruissellement	0,96	Surface active (en m ²)	25978
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m ²)	25472	Surface talus de déblais (en m ²)	1540

Il a été demandé dans le cadre du projet de la déviation Sud-Ouest d'Évreux d'améliorer l'assainissement de l'entrée d'Arnières-sur-Iton, au droit du carrefour giratoire entre la RD55 et l'entrée de la Bretelle d'Arnières menant vers la section courante. Le profil en long du projet tel que défini ne permet pas de rejoindre le bassin 2 pour traiter les eaux de l'impluvium routier dans cette zone. Il sera donc créé un bassin de traitement dont l'exutoire sera une noue d'infiltration, car il n'y a pas d'exutoire naturel à proximité (voir chapitre 1.2.2).

Le bassin de traitement permet d'isoler une pollution accidentelle de 50 m³ pour un événement pluvial de retour 2 ans et d'une durée de 3 heures et de rabattre la pollution chronique.

La pluie d'orage vicennal sera écrêtée par une noue d'infiltration. L'ensemble du dispositif se trouve en dehors du périmètre de protection rapproché des captages de Chenappeville.

La surface active prise en compte est :

- La surface du projet routier (bretelle d'Arnières + giratoire en contrebas de cette bretelle) est de 6 042 m², avec un coefficient de ruissellement de 0,83 (soit une surface active de 5 008 m²).
- La surface des voiries de la propriété contigüe à la bretelle d'Arnières est de 2 920 m², avec un coefficient de ruissellement égal à 1.
- La surface active provenant du domaine géré par EPN est issue de l'Etude de faisabilité menée par le Bureau d'Etudes SCE en août 2008 majorée de 30% à la demande d'EPN. Cette surface active est de 18 038 m², arrondie à 18 050 m².

Le total donne une surface active de 25 978 m², avec un coefficient de ruissellement de 0,96.

Dimensionnement du bassin de traitement des pollutions

Le bassin de traitement nécessaire pour tenir l'événement pluvial biennal d'une durée de 3 heures possède les caractéristiques suivantes :

Bassin de traitement de la pollution		Bassin 2ter
	Volume utile nécessaire (en m ³)	418
	Volume réalisé (en m³)	450
	Débit de fuite Qs (en m³/s)	0,020
	Hauteur de marnage (en m)	0,5
	Hauteur du volume mort	0,5
	Volume mort (en m ³)	345
	Superficie de la surface miroir (en m ²)	792
	Débit entrant Q ₂₀ (en m ³ /s)	0,893
	Superficie minimale de la surface miroir pour décantation des particules inférieures à 50 µm (en m ²)	694
	Diamètre orifice du débit sortant (en cm)	13,3
	Débit en l/s (bassin plein)	20,2
	Débit en l/s (mi-marnage)	13,2

Avec ces caractéristiques, pour des pluies de retour inférieures à 2 ans, les vitesses à l'intérieur du bassin permettent d'obtenir des taux d'abattement des polluants optimaux. Toutefois, la vitesse verticale ne permet pas d'assurer la décantation des particules inférieures à 50µm de diamètre.

À la sortie du bassin de traitement, la qualité des eaux est la suivante :

Polluant	Cu	Cs	Bassin 2ter (superficie active : 0,869 ha)		
			Ca	Ce	Cm
MES	40 kg/ha	10 kg/ha	250 kg	9,91 mg/l	7,83 mg/l
DCO	40 kg/ha	4 kg/ha	242 kg	15,99 mg/l	12,63 mg/l
Zn	400 g/ha	12,5 kg/ha	2,5 kg	0,13 mg/l	0,10 mg/l
Cu	20 g/ha	11 g/ha	0,1 kg	5,7 µg/l	4,5 µg/l
Cd	2 g/ha	0,3 g/ha	12 g	0,632 µg/l	0,499 µg/l
HC	600 g/ha	400 g/ha	3,1 kg	0,284 mg/l	0,224 mg/l
HAP	0,08 g/ha	0,05 g/ha	0,4 g	0,038 µg/l	0,030 µg/l

Les couleurs (seuils de bon état) sont ici données à titre indicatif, le rejet s'effectue en dehors du réseau hydrographique

Dimensionnement de la noue d'infiltration

Des mesures de perméabilité ont été effectuées par le CETE Normandie-Centre durant l'été 2011 et l'hiver 2012, en 5 points dans l'emprise de la noue d'infiltration. Ces perméabilités ont été relevées à différentes profondeurs, entre 1,2 m et 4,4 m. En enlevant les valeurs extrêmes, la moyenne des perméabilités est de $1,79 \cdot 10^{-6}$ m/s (compris entre $7 \cdot 10^{-7}$ et $4 \cdot 10^{-6}$ m/s), avec une tendance à avoir une légère augmentation de la perméabilité avec la profondeur (limons marneux plus riches en silex en se rapprochant du toit crayeux). Le fond de la noue se trouvera à environ 2,2 – 2,4 m sous la côte terrain naturel actuelle, les taux de perméabilité à cette profondeur sont de **10^{-6} m/s**.

Ainsi dimensionné, la noue d'infiltration aura les caractéristiques suivantes :

	Bassin 2ter noue d'infiltration
Volume utile nécessaire (en m ³) pour l'événement vicennal	1385
Volume réalisé (en m³)	1396
Surface du fond de la noue (en m²)	1840
Débit de fuite Qs (en l/s)	1,84
Hauteur d'eau dans le bassin (en m) pour la pluie de retour 20 ans	0,69
Hauteur d'eau dans le bassin (en m) pour la pluie de retour 100 ans	0,96
temps de vidange (en heures) de la pluie vicennale	8j 17h
temps de vidange (en heures) de la pluie centennale	12j 14h
Altitude fond de la noue (m)	73,4
Hauteur de marnage (m)	0,9
Hauteur totale de la noue (m)	3,1

Avec les taux d'infiltration existants au droit de la noue, la pollution chronique est totalement traitée par les premiers centimètres de la couche limoneuse à silex. La propagation d'une pollution miscible se fait à la vitesse d'environ 9 cm par jour, ce qui laisse la possibilité de substituer le fond de la noue.

La noue d'infiltration permet d'écarter les débits générés par la pluie vicennale et centennale. Le niveau du terrain naturel au droit de la noue se situe encore à 1,07m sous le point le plus bas de l'impluvium routier, ce qui exclue tout risque d'inondation sur le réseau urbain.

Des vannes seront placées sur l'ouvrage amont au niveau du bipasse, sur l'ouvrage aval, mais aussi au niveau de la surverse (canalisation de diamètre 800 mm), afin d'isoler la pollution accidentelle pour n'importe quel type d'événement pluvial. Un clapet anti-retour lesté sera disposé sur l'ouvrage aval afin de parer la remontée des eaux de la noue dans le bassin de traitement.

En fin de chantier, un piézomètre sera posé pour l'exploitant afin de vérifier le niveau de la nappe.

2.4.5 - Description du bassin 3a

Impluvium du Bassin 3a		Surface totale (en m²)	68400
Coefficient de ruissellement	0,71	Surface active (en m²)	48290
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m ²)	39672	Surface talus de déblais (en m ²)	28728

Choix des hypothèses de dimensionnements

Les hypothèses de dimensionnement des bassins sont imposés par les directives du SDAGE Seine-Normandie et du SAGE de l'Iton, approuvé par arrêté interpréfectoral le 12 mars 2012. Il est recommandé de dimensionner le bassin de traitement pour une pluie de retour centennial, un débit de fuite Qs = 2 l/s/ha de surface d'impluvium et un temps de vidange inférieur à 48 heures.

Plusieurs cas ont été envisagés :

- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans, débit de fuite égal à 20l/s,
- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha,
- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 20l/s,

- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha.

Les résultats pour le dimensionnement des bassins sont donnés dans le tableau suivant :

temps de retour débit de fuite	volume utile (en m ³) *				temps de vidange (en jours) **			
	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100ans – 2l/s/ha	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100 ans – 2l/s/ha
Bassin 3a	2204	2337	3387	3502	2,03	2,88	2,73	3,85
* valeurs en rouge : non réalisable dans les emprises								
** valeurs en rouge : temps de vidange supérieur à 48h								
fond jaune : dimensionnement adopté ; fond bleu : prescriptions du SAGE Iton								

Le dimensionnement pour une pluie de retour 100 ans est impossible, car il manque d'espace disponible au sein des emprises et le temps de vidange est supérieur à 48h.

Les paramètres choisis pour dimensionner le bassin 3a sont ceux indiqués sur fond jaune dans le tableau ci-dessus, c'est-à-dire :

- Pluie de retour 20 ans,
- Débit de sortie à 20l/s,
- Temps de vidange égal à 2 jours,
- Exutoire : Bras du Gors

Dimensionnés avec ces paramètres, le bassin 3a a les caractéristiques suivantes :

	Bassin 3a
Volume utile nécessaire (en m ³)	2204
Volume réalisé (en m³)	2421
Débit de fuite Q_s (en m³/s)	0,020
Hauteur de marnage (en m)	1
Hauteur du volume mort	0,5
Volume mort (en m ³)	806
Longueur L du NPBE (en m)	117,0
Largeur I du NPBE (en m)	17,0
L/I	6,88
Superficie de la surface miroir (en m ²)	1989
Débit entrant Q ₂₀ (en m ³ /s)	1,020
Superficie minimale de la surface miroir pour décantation des particules inférieures à 50 µm (en m ²)	976
Diamètre orifice du débit sortant (en cm)	10,9
Débit en l/s (bassin plein)	20,1
Débit en l/s (mi-marnage)	13,8

Traitement de la pollution accidentelle

En considérant les éléments de dimensionnement ci-dessus, les résultats du bassin pour le traitement de la pollution accidentelle sont les suivants :

	Bassin 3a
Ve (pluie 2ans, 3h) nécessaire en m ³	1048
Volume mort minimal pour que le temps de propagation du panache de la pollution à travers le bassin soit inférieur à 3h (en m ³)	298
Volume mort réalisé (en m ³)	806

Le bassin 3a est donc dimensionné pour contenir le volume engendré par l'événement pluvial biennal de 3h à vannes fermées, et pour limiter à 3h le temps de propagation du panache de pollution entre les ouvrages amont et aval.

Calcul des rejets de la pollution chronique

De cette façon, les vitesses calculées pour le bassin 3a sont :

	Bassin 3a
Vitesse horizontale au niveau de l'orifice de sortie (en mm/s)	1,18
vitesse verticale dans le bassin (en m/h)	0,39

La vitesse horizontale est inférieure à 150 mm/s et la vitesse verticale inférieure à 1 m/h, les taux d'abattement des polluants du bassin sont donc optimaux.

Les concentrations en sortie de bassin apparaissent dans le tableau suivant :

Polluant	Bassin 3a		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Sortie bassin		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	11,79	9,31	50
DCO (mg/l)	18,75	14,81	30
Zn (µg/l)	150,00	120,00	7,8
Cu (µg/l)	8,60	6,80	1
Cd (µg/l)	0,762	0,600	0,25
HC (mg/l)	0,466	0,368	0,5
HAP (µg/l)	0,061	0,048	0,182

Les concentrations en zinc, cuivre et cadmium dépassent les seuils prévus dans l'arrêté du 27 juillet 2018. Les emprises et les fils d'eau du bassin permettent d'ajouter un dispositif de traitement complémentaire par filtre à sable pour réduire les concentrations en polluants.

Traitement complémentaire de la pollution chronique au filtre à sable

Suite à la décision du Tribunal Administratif de Rouen relative à l'arrêté du 17 juin 2013 autorisant la réalisation de la déviation sud-ouest d'Évreux section Cambolle-Les Fayaux au titre de l'article L.214-3 du code de l'environnement, la DREAL Normandie a souhaité étudier les possibilités techniques d'adaptation des bassins de traitement B2, B3a et B3b, afin d'améliorer les performances de dépollution.

Dans ce cadre, le bureau d'étude INGEROP propose pour le bassin B3a la réalisation d'un filtre à sable d'une surface de 200m² minimum. Cette solution a été retenue dans l'arrêté n°DDTM/SEBF/2016/191 portant prescriptions complémentaires à l'arrêté n°DDTM/13/068.

Dimensionné pour un débit de fuite de 20 l/s, le filtre à sable aura les dimensions suivantes :

	B3a	
Surface active	48290	m ²
Débit de fuite (volume plein)	20	l/s
Perméabilité du sable	1E-4	m/s
Gradient hydraulique De l'écoulement	1	
Surface en plan Du filtre à sable	200	m ²
Rapport L/l	8	
Longueur du filtre	40,0	m
Largeur du filtre	5,0	m

L'épaisseur de sable sera de 1m.

Les concentrations de polluants en sortie de filtre à sable, avant toute dilution, sont les suivantes :

Polluant	Bassin 3a		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Sortie filtre à sable		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	1,180	0,940	50
DCO (mg/l)	1,880	1,500	30
Zn (µg/l)	10,5	8,4	7,8
Cu (µg/l)	0,600	0,480	1
Cd (µg/l)	0,050	0,040	0,25
HC (mg/l)	0,050	0,040	0,5
HAP (µg/l)	0,006	0,005	0,182

Le filtre à sable ajouté en sortie de bassin permet un abattement supplémentaire des polluants. Seule la concentration en zinc reste au-dessus du seuil fixé par l'arrêté du 27 juillet 2018 et est examinée après dilution, conformément à la réglementation. Le bassin 3b se rejetant à proximité immédiate du bassin 3a, l'impact de ces deux rejets sera évalué en même temps dans le chapitre suivant concernant le bassin 3b (2.4.6).

2.4.6 - Description du bassin 3b

Impluvium du Bassin 3b		Surface totale (en m ²)	71500
Coefficient de ruissellement	0,72	Surface active (en m ²)	51266
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m ²)	42594	Surface talus de déblais (en m ²)	28906

Choix des hypothèses de dimensionnement

Les hypothèses de dimensionnement des bassins sont imposés par les directives du SDAGE Seine-Normandie et du SAGE de l'Iton, approuvé par arrêté interpréfectoral le 12 mars 2012. Il est recommandé de dimensionner le bassin de traitement pour une pluie de retour centen-

nal, un débit de fuite $Q_s = 2 \text{ l/s/ha}$ de surface d'impluvium et un temps de vidange inférieur à 48 heures.

Plusieurs cas ont été envisagés :

- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans, débit de fuite égal à 20l/s,
- dimensionnement pour la pluie de retour 20 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha,
- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 20l/s,
- dimensionnement pour la pluie de retour 100 ans et débit de fuite égal à 2l/s/ha.

Les résultats pour les bassins nouveaux dont l'exutoire est l'Iton sont donnés dans le tableau qui suit, en pratiquant tout ce qui a été mentionné dans le chapitre 2.5.1 :

temps de retour débit de fuite	volume utile (en m ³) *				temps de vidange (en jours) **			
	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100ans – 2l/s/ha	20 ans – 20l/s	20 ans – 2l/s/ha	100 ans – 20 l/s	100 ans – 2l/s/ha
Bassin 3b	2237	2374	3575	3697	2,06	2,94	2,87	3,9
* valeurs en rouge : non réalisable dans les emprises								
** valeurs en rouge : temps de vidange supérieur à 48h								
fond jaune : dimensionnement adopté ; fond bleu : prescriptions du SAGE Iton								

Le dimensionnement pour une pluie de retour 100 ans est impossible, car il y a un manque d'espace au sein des emprises et le temps de vidange est toujours supérieur à 48h.

Les paramètres choisis pour dimensionner le bassin 3b sont ceux indiqués sur fond jaune dans le tableau ci-dessus, c'est-à-dire :

- Pluie de retour 20 ans,
- Débit de sortie à 20l/s,
- Temps de vidange égal à 2 jours,
- Exutoire : Bras du Gors.

Dimensionnés avec ces paramètres, le bassin 3b a les caractéristiques suivantes :

	Bassin 3b
Volume utile nécessaire (en m ³)	2237
Volume réalisé (en m³)	2510
Débit de fuite Q_s (en m³/s)	0,020
Hauteur de marnage (en m)	1,3
Hauteur du volume mort	0,5
Volume mort (en m ³)	560
Longueur L du NPBE (en m)	93,6
Largeur l du NPBE (en m)	15,6
L/l	6
Superficie de la surface miroir (en m ²)	1460
Débit entrant Q_{20} (en m ³ /s)	1,060
Superficie minimale de la surface miroir pour décantation des particules inférieures à 50 μm (en m ²)	1005
Diamètre orifice de débit sortant (en cm)	10,2
Débit en l/s (bassin plein)	20,2
Débit en l/s (mi-marnage)	14

Traitement de la pollution accidentelle

En considérant les éléments de dimensionnement ci-dessus, les résultats du bassin pour le traitement de la pollution accidentelle sont les suivants :

Bassin 3b	
Ve (pluie 2ans, 3h) nécessaire en m ³	1061
Volume mort minimal pour que le temps de propagation du panache de la pollution à travers le bassin soit inférieur à 3h (en m ³)	303
Volume mort réalisé (en m ³)	560

Le bassin 3b est donc dimensionné pour tenir le volume généré par l'événement pluvial biennal de 3h à vannes fermées, et pour limiter à 3h le temps de propagation du panache de pollution entre les ouvrages amont et aval.

Calcul des rejets de la pollution chronique

De cette façon, les vitesses calculées pour le bassin 3b sont :

Bassin 3b	
Vitesse horizontale au niveau de l'orifice de sortie (en mm/s)	1,00
vitesse verticale dans le bassin (en m/h)	0,55

La vitesse horizontale est inférieure à 150 mm/s et la vitesse verticale inférieure à 1m/h, les taux d'abattement des polluants du bassin sont donc optimaux.

Les concentrations en sortie de bassin apparaissent dans le tableau suivant :

Polluant	Bassin 3b		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Sortie bassin		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	12,86	10,16	50
DCO (mg/l)	20,57	16,25	30
Zn (µg/l)	160,00	130,00	7,8
Cu (µg/l)	9,30	7,30	1
Cd (µg/l)	0,834	0,659	0,25
HC (mg/l)	0,500	0,395	0,5
HAP (µg/l)	0,066	0,052	0,182

Les concentrations en zinc, cuivre et cadmium dépassent les seuils prévus dans l'arrêté du 27 juillet 2018. Les emprises et les fils d'eau du bassin permettent d'ajouter un dispositif de traitement complémentaire par filtre à sable pour réduire les concentrations en polluants.

Traitement complémentaire de la pollution chronique au filtre à sable

Suite à la décision du Tribunal Administratif de Rouen relative à l'arrêté du 17 juin 2013 autorisant la réalisation de la déviation sud-ouest d'Évreux section Cambolle-Les Fayaux au titre de l'article L.214-3 du code de l'environnement, la DREAL Normandie a souhaité étudier les possibilités techniques d'adaptation des bassins de traitement B2, B3a et B3b, afin d'améliorer les performances de dépollution.

Dans ce cadre, le bureau d'étude INGEROP propose pour le bassin B3b la réalisation d'un filtre à sable d'une surface de 200 m² minimum. Cette solution a été retenue dans l'arrêté n°DDTM/SEBF/2016/191 portant prescriptions complémentaires à l'arrêté n°DDTM/13/068.

Dimensionné pour un débit de fuite de 20 l/s, le filtre à sable aura les dimensions suivantes :

	B3b	
Surface active	48290	m ²
Débit de fuite (volume plein)	20	l/s
Perméabilité du sable	1E-4	m/s
Gradient hydraulique De l'écoulement	1	
Surface en plan Du filtre à sable	200	m ²
Rapport L/l	8	
Longueur du filtre	40,0	m
Largeur du filtre	5,0	m

L'épaisseur de sable sera de 1 m.

Les concentrations de polluants en sortie de filtre à sable, avant toute dilution, sont les suivantes :

Polluant	Bassin 3b		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Sortie filtre à sable		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	1,29	1,02	50
DCO (mg/l)	2,06	1,62	30
Zn (µg/l)	11,20	9,10	7,8
Cu (µg/l)	0,65	0,51	1
Cd (µg/l)	0,060	0,050	0,25
HC (mg/l)	0,050	0,040	0,5
HAP (µg/l)	0,007	0,005	0,182

Le filtre à sable ajouté en sortie de bassin permet un abattement supplémentaire des polluants. Seule la concentration en zinc reste au-dessus du seuil fixé par l'arrêté du 27 juillet 2018 et est examinée après dilution, conformément à la réglementation.

Rejets après dilution en fonctionnement normal

Conformément à la réglementation, on examine l'impact des rejets en zinc dans l'Iton en diluant ce rejet en fonctionnement normal (mi-marnage) dans le débit moyen du bras droit (36 % du module moyen 3,59 m³/s) de l'Iton sur la base des résultats de prélèvements indiqués au chapitre 2.4.1. Les concentrations en polluants dans le bras du Gors ont été mesurés en 2011 à l'étiage, situation non représentative du fonctionnement normal du cours d'eau. Pour une meilleure représenta-

tivité, les concentrations initiales du cours d'eau ont été corrigées en fonction du débit moyen du bras du Gors.

Polluant	Bassin 3a et 3b		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Dilution dans le bras du Gors		
	Ce	Cm	
Zn (µg/l)	3,52	3,48	7,8

En fonctionnement normal, les concentrations en zinc dans l'Iton après rejet des bassins B3a et B3b respectent bien les objectifs de qualité de l'arrêté du 27 juillet 2018.

Rejets après dilution à l'état futur

Dans le cadre du SDAGE Seine et de ses cours d'eau, il est identifié un objectif de bonne qualité de l'Iton à l'horizon 2027, concomitant avec la perspective de mise en service de la déviation Sud-Ouest d'Évreux. On modélise ainsi l'impact des bassins B3a et B3b sur le bras droit de l'Iton, en fonctionnement normal (mi-marnage), conformément à cet objectif.

La bonne qualité physico-chimique peut se traduire par une concentration initiale en polluant égale à la valeur du seuil divisé par deux.

Polluant	Dilution dans le bras du Gors en bonne qualité physico chimique (seuil/2)		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	24,50	24,49	50
DCO (mg/l)	14,72	14,72	30
Zn (µg/l)	4,05	4,00	7,8
Cu (µg/l)	0,50	0,50	1
Cd (µg/l)	0,120	0,120	0,25
HC (mg/l)	0,250	0,250	0,5

La qualité du Bras du Gors n'est pas altérée par le rejet des bassins 3a et 3b si son état physico-chimique initial est bon.

2.4.7 - Impact des rejets cumulés des B2, B3a et B3b

Le Bras droit dans lequel se rejette le B2 et le Bras du Gors dans lequel se rejettent les bassins B3a et B3b se rejoignent en un seul bras de l'Iton à proximité de l'hôpital de Navarre.

De manière qualitative, on examine les concentrations des rejets des trois bassins dans l'Iton, en situation actuelle et en fonctionnement normal (mi-marnage) selon un débit moyen.

Polluant	Bassin 2, 3a et 3b		Objectifs de qualité (arrêté du 27/07/2018)
	Iton		
	Ce	Cm	
MES (mg/l)	0,91	0,89	50
DCO (mg/l)	6,27	6,25	30
Zn (µg/l)	3,33	3,22	7,8
Cu (µg/l)	0,80	0,79	1
Cd (µg/l)	0,061	0,060	0,25
HC (mg/l)	0,046	0,045	0,5

La qualité globale de l'Iton n'est pas dégradée par les rejets cumulés des bassins 2, 3a et 3b.

2.4.8 - Bassins 4 et 6

Impluvium du Bassin 4		Surface totale (en m²)	38300
Coefficient de ruissellement	0,88	Surface active (en m²)	33589
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m²)	31570	Surface talus de déblais (en m²)	6730

Impluvium du Bassin 6		Surface totale (en m²)	63800
Coefficient de ruissellement	0,74	Surface active (en m²)	46957
Surface impluvium chaussées + accotements + fossés (en m²)	39738	Surface talus de déblais (en m²)	24062

Les bassins 4 et 6 ne reçoivent que des petites sections de la déviation Sud-Ouest d'Évreux. Ces bassins ont été réalisés avec la déviation de Parville, et leur dimensionnement actuel prend en compte ces nouveaux apports.

3 - Principes d'assainissement provisoire

3.1 - Section courante en fond de vallée

L'assainissement provisoire de la section courante devra assurer la collecte, le stockage, et le traitement des eaux issues de la piste de chantier et du remblai technique.

La collecte et le stockage des eaux en phase chantier se fera par un système tubulaire enterré et obstrué à ses extrémités, faisant ainsi office de cuves souterraines (voir produits de stockage par système tubulaire chez Polieco). Les cuves seront placées à l'horizontal, et enfouies sous le fossé de collecte des eaux. Des regards connectés au fossé permettront de récupérer les eaux pluviales, ainsi que de visiter la cuve et d'y pomper l'eau.

L'eau pompée dans les cuves sera acheminée vers le bassin 2, et rejetée au niveau de l'ouvrage amont. Cela permettra un traitement optimal des eaux issues du chantier.

La détermination de la fréquence de pompage des eaux dans les cuves sera à la charge de l'entreprise.

3.2 - Échangeur de Saint-Sebastien

Le futur bassin 3a se situe sur l'actuelle emprise de la RD129 et de la RD830. En phase chantier, ce n'est qu'après la phase 3 (sur les 6 phases au total), que ces routes ne seront plus en circulation et que le bassin pourra être construit.

Cependant, durant les 3 premières phases une partie du bassin 3a située à l'ouest de la RD129 pourra être réalisé et assurer la rétention et le traitement des eaux pendant les travaux. Une fois la phase 3 terminée, le bassin pourra être réalisé complètement.

4 - Annexes

4.1 - Méthodes de calcul

4.1.1 - Dimensionnement des ouvrages de rétablissement des écoulements naturels

Les méthodes utilisées sont des méthodes déterministes qui s'appuient sur les données pluviométriques locales. Le choix des méthodes dépend de la superficie des bassins versants naturels et sont :

- La méthode rationnelle, avec emploi des coefficients de Montana, données météorologiques qui modélisent la précipitation locale et déterminent son intensité en fonction de la hauteur d'eau observée et de la période de retour des événements. Cette méthode est utilisée pour des bassins versants de superficie inférieure à 1 km².
- La méthode de Crupédix, qui est une méthode empirique relativement peu précise mais qui donne un ordre de grandeur des débits en aval de bassins versants naturels dépassant les 10 km². Elle prend en compte la pluie journalière décennale et un coefficient régional traduisant l'aptitude au ruissellement.
- La méthode transitoire qui est une combinaison des deux méthodes pour les bassins versants naturels de taille comprise entre 1 et 10 km².

Il est à noter que ces méthodes ne déterminent pas un débit précis au l/s. Et qu'elles ne sont pas applicables sans réserve si le bassin versant naturel contient plus de 20% de zone urbanisée (ce n'est pas le cas pour ce projet routier). Par contre, la zone d'étude est très karstique et en amont des bassins versants naturels qui sont souvent des plateaux crayeux, il existe de grandes zones naturelles ou artificielles de stockage (mares, lagunages, etc.) : ceci favorise l'infiltration des eaux pluviales et l'écrêtement des débits. À un point tel que pour chaque bassin versant naturel sera déterminé une valeur pour l'événement cinquantennal alors que par observation n'a été noté aucun écoulement pour ce type d'événement : c'est le cas le long du vallon de la Queue d'Hirondelle, de la Vallée Tempée ou du talweg de la Forêt d'Évreux. Les valeurs sont donc toutes conséquemment surestimées mais permettront de définir des tailles d'ouvrages de rétablissement par excès qui éviteront de créer des zones dommageables d'inondations en amont de ces ouvrages.

Les ouvrages de rétablissement des écoulements naturels sont dimensionnés pour l'événement centennal.

Coefficients de Montana (données 2011 Météo-France, issues de la station d'Évreux-Huest) :

COEFFICIENTS DE MONTANA a et b		Durée de la pluie	6 minutes – 1 heure	15 minutes – 6h	30 minutes – 6 heures	3h – 24h	12h – 48h	24h – 96h	48h – 192h
		Période d'observation (durée)	1970-2008 (39 ans)	1982-2010 (29 ans)	1970-2008 (39 ans)	1970-2006 (37 ans)	1970-2010 (41 ans)	1970-2010 (41 ans)	1972-2010 (39 ans)
		Loi de détermination	Méthode du renouvellement	Fréquence d'apparition	Méthode du renouvellement	Loi GEV	Loi GEV	Loi GEV	Loi GEV
Fréquence de retour de l'événement	Retour 2 ans	a_2 b_2		459 0,820					
	Retour 10 ans	a_{10} b_{10}	319 0,583		692 0,791	731 0,807	688 0,803	468 0,754	613 0,786
	Retour 20 ans	a_{20} b_{20}	354 0,564		729 0,756	1022 0,832	935 0,823	644 0,776	1041 0,834
	Retour 50 ans	a_{50} b_{50}	389 0,535		721 0,694	1642 0,871	1430 0,855	1020 0,812	2114 0,900
	Retour 100 ans	a_{100} b_{100}	400 0,506		683 0,640	2402 0,904	2025 0,882	1477 0,843	3591 0,950

La méthode rationnelle

Le débit centennal est déterminé avec la formule suivante :

$$Q_{100} = 1/360 \cdot C_{100} \cdot i \cdot A$$

avec

- Q_{100} : débit en m^3/s
- C_{100} : coefficient de ruissellement pour un événement de retour centennal
- i : intensité de pluie en mm/h avec $i = a \cdot tc^{-b}$, où a et b sont les coefficients de Montana pour un événement de retour 100 ans et tc le temps de concentration du bassin, exprimé en minutes. Les valeurs d'intensité de pluie ne se rapprochent de cette loi que pour des temps de concentration supérieurs à 6 minutes : dans le cas inverse (pour des temps de concentration inférieurs), il sera retenu comme valeur de tc : 6 minutes. Les valeurs de ces coefficients sont données ci-dessus.
- A : surface du bassin versant intercepté en ha

Les coefficients de ruissellements sont déterminés pour des retours d'événements décennaux. Les valeurs de C_{10} sont dépendants de la morphologie du terrain, de la nature du sol et de la nature de sa couverture. Des tableaux, issus d'études américaines ou françaises repris dans le guide Technique « *Assainissement routier* » (SETRA, 2006), donnent des valeurs à 5% près des C_{10} .

Le coefficient de ruissellement est aussi dépendant du temps de retour T de l'événement pluvial : C croît avec T mais la variation de croissance varie beaucoup selon le degré de perméabilité et de rétention des sols constituant le bassin versant naturel.

Pour la zone d'étude qui concerne le projet routier de la déviation Sud-Ouest d'Évreux, les terrains sont perméables à très perméables et offre une grande capacité de rétention à coefficients de ruissellement faibles. Par contre, aucune étude ne permet de déterminer la limite de ces capacités de rétention et de savoir s'il existe un effet de seuil, et dans le cas positif, pour quel retour d'événement pluvial. Les observations permettent de faire l'hypothèse que si cet effet de seuil existe, c'est

pour un retour supérieur à 50 ans, car nulle trace d'accumulation d'eau n'a été observée dans les vallées sèches lors de l'événement de fin mars 2001 considéré comme cinquantennal.

Pour déterminer le coefficient de ruissellement C_T pour une période de retour T , il est appliqué la formule suivante :

$$C_T = 0,8 \cdot (1 - P_0/P_T)$$

avec

- P_T : hauteur de pluie journalière non centrée de temps de retour T (données Météo-France)

- P_0 : rétention initiale en mm déterminée par la formule :

$$P_0 = (1 - C_{10}/0,8) \cdot P_{10}$$

où P_{10} est la hauteur de pluie journalière décennale non centrée en mm (données Météo-France)

Les valeurs de C_{50} et C_{100} en fonction de C_{10} sont données dans le tableau ci-dessous, sachant que les données Météo-France de la station Évreux-Huest (latitude : $49^{\circ}01'30''N$, longitude : $01^{\circ}13'18''E$, altitude : 138m), située à 6-7 km du projet routier, pour une période d'observation égale à 42 ans entre 1968 et 2009 sont :

P_{10} : 44,0 mm (avec un intervalle de confiance à 70% égal à $\pm 3,6$ mm)

P_{50} : 60,2 mm (avec un intervalle de confiance à 70% égal à $\pm 8,8$ mm)

P_{100} : 67,5 mm (avec un intervalle de confiance à 70% égal à $\pm 12,3$ mm)

C_{10}	P_0 (en mm)	C_{50}	C_{100}
0,05	41,25	0,25	0,31
0,10	38,50	0,29	0,34
0,15	35,75	0,32	0,38
0,20	33,00	0,36	0,41
0,25	30,25	0,40	0,44
0,30	27,50	0,43	0,47
0,35	24,75	0,47	0,51
0,40	22,00	0,51	0,54
0,45	19,25	0,54	0,57
0,50	16,50	0,58	0,60
0,55	13,75	0,62	0,64
0,60	11,00	0,65	0,67

La détermination du temps de concentration $tc = L / (60.v)$ où tc est exprimé en minutes et v , vitesse d'écoulement exprimée en m/s nécessite de déterminer les vitesses d'écoulement dans les bassins versants naturels.

Des formules empiriques, basées sur une analyse de nombreuses années de dimensionnement et de retour d'expérience et qui permet une description du processus hydrologique assez conforme avec la réalité, issues du guide technique SETRA de l'assainissement routier, permettent de déterminer v_{10} , vitesse des écoulements produits par une pluie décennale, en fonction de la nature des écoulements :

- écoulement en nappe : v_{10} (en m/s) = $1,4.p^{1/2}$, p étant la pente en m/m comprise entre 0,01 et 0,3,
- écoulement concentré : v_{10} (en m/s) = $15.p^{1/2}$, p variant entre 0,003 et 0,2

Ces formules sont des formules simplifiées de la détermination de la vitesse des écoulements par la formule de Manning-Strickler et, en ce qui concerne les écoulements concentrés, partent de l'hypothèse que le rayon hydraulique de la vallée est égal à 1. Cette hypothèse est à vérifier avant d'appliquer les formules.

A partir de ces formules, il est possible de calculer tc_{10} , puis tc_T pour une période de retour T, selon la formule suivante :

$$tc_T = tc_{10} \cdot \{(P_T - P_0)/(P_{10} - P_0)\}^{-0,23}$$

où tc_T est exprimé en minutes, et P_0 , P_{10} , P_T sont respectivement la rétention initiale en mm, la hauteur de pluie en mm journalière pour une pluie décennale et la hauteur de pluie en mm pour une pluie de retour T.

Q_{100} est alors déterminé avec C_{100} et tc_{100} et les coefficients de Montana adéquats (voir tableau ci-dessous) intégrés dans la formule rationnelle.

La méthode de Crupédix

Le débit décennal est déterminé par la formule empirique suivante, utilisée depuis 1980 (CEMAGREF) :

$$Q_{100} = b' \cdot Q_{10} = b' \cdot R \cdot (P_{10}/80)^2 \cdot S_{BV}^{0,8}$$

avec

- Q_{10} et Q_{100} : débit décennal et centennal en m^3/s ,
- R : coefficient régional traduisant l'aptitude au ruissellement. Ce coefficient, peu précis, est défini selon les secteurs, à partir d'une carte nationale de 1980. Pour les terrains crayeux perméables, tels que ceux rencontrés sur les plateaux de l'Eure, $R = 0,33$.
- P_{10} : hauteur de pluie journalière décennale en mm (rappel : $P_{10} = 44mm$, voir paragraphe précédent)
- S_{BV} : surface du bassin versant en km^2
- $b' = 1,7$ pour la France septentrionale

Et Q_T , pour la période de retour T est :

$$Q_T = Q_{10} + (Q_{100} - Q_{10}) \cdot (y/2,3 - 1)$$

avec $y = (-\ln(-\ln(1-1/T)))$ où T est exprimé en années

La méthode transitoire

Pour les bassins compris entre 1 et 10 km^2 , une formule mixte est utilisée :

$$Q_T = \alpha \cdot QR_T + \beta \cdot QC_T$$

avec

Q_T : débit de période de retour T en m^3/s

QR_T : débit fourni par la méthode rationnelle de période de retour T en m^3/s

QC_T : débit fourni par la méthode de Crupédix de période de retour T en m^3/s

α, β : coefficient de pondération, définis comme suit en France, hors façade méditerranéenne : $\alpha = (10-S)/9$ et $\beta = 1 - \alpha$ où S est la surface du bassin versant en km²

4.1.2 - Dimensionnement des ouvrages d'assainissement de plate-forme routière (fossés, caniveaux, canalisations)

La méthode utilisée est la méthode rationnelle. Après avoir choisi l'ouvrage d'assainissement, son débit capable est calculé d'après la formule suivante :

$$Q_c = K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2} \cdot S_m$$

- Q_c , débit capable en m³/s
- K : coefficient de rugosité (Manning-Strickler) = $18 \ln(100R_h) + 5,13 \ln(p) - 11$
- R_h : rayon hydraulique en m
- p : pente en m/m
- S_m : surface mouillée en m²

Ensuite, ce débit est comparé à celui provoqué par la plate forme routière lors d'une pluie de retour vicennal, en utilisant la formule suivante :

$$Q_{20} = 1/3600 \cdot C \cdot i \cdot A = 1/3600 \cdot i \cdot (C_{\text{talus}} \cdot A_{\text{talus}} + C_{\text{voirie}} \cdot A_{\text{voirie}})$$

$$= 1/3600 \cdot a \cdot T_c^{-b} \cdot (C_{\text{talus}} \cdot A_{\text{talus}} + C_{\text{voirie}} \cdot A_{\text{voirie}})$$

- avec
- Q_{20} débit vicennal en l/s.
 - C : coefficient de ruissellement, C = 1 pour la voirie (chaussée et accotement) et C = 0,3 pour les talus.
 - A : surface du bassin versant en m² (dans notre cas, chaussée + accotement + fossé).
 - i : intensité de la pluie en mm/h, $i = a \cdot T_c^{-b}$ ou a et b sont les coefficients de Montana pour la pluie de retour 20 ans.
 - a = 354 et b = 0,564 pour une pluie de 6 minutes à 1h
 - a = 729 et b = 0,756 pour une pluie de 30 minutes à 6 heures
 - T_c : temps de concentration en minutes

Calcul du temps de concentration $T_c = L / (V \cdot 60) + T_{c1}$ où

- T_c temps de concentration en minutes
- L : longueur du réseau d'assainissement en m
- V : vitesse d'écoulement des eaux en m/s, dépend de la pente et de la nature de l'ouvrage choisi
- T_{c1} : temps de concentration que met une goutte pour traverser une voie de 3m50 : 1 min / voie.
- Un coefficient 1/0,85 est à affecter dans le cas de transfert de l'écoulement dans le premier tronçon, pour corriger le fait qu'au tout début, la vitesse d'écoulement est nulle.

Le choix des coefficients de Montana est explicité dans le chapitre 1.3.1 de la présente note.

Dans un premier temps, il est nécessaire de déterminer le temps T_o où les deux courbes d'intensité de pluie se croisent.

$$T_o = e^{(\ln(a_2) - \ln(a_1)) / (b_2 - b_1)}$$

d'où $T_o = e^{((\ln(729)-\ln(354))/(0,756-0,564))} = 43 \text{ minutes } 03 \text{ secondes}$

- Si $T_c < T_o$, on choisit les coefficients liés à une pluie inférieure à 43 minutes, soit $a = 354$ et $b = 0,564$.

- Si $T_c > T_o$, on choisit les coefficients liés à une pluie supérieure à 41 minutes, soit $a = 729$ et $b = 0,564$.

Calcul de Q_{20} :

En utilisant la formule ci-dessus, pour déterminer le temps de concentration, sera choisie la vitesse d'écoulement des eaux lorsque l'ouvrage fonctionne à 100% de ses capacités. Si le Q_{10} trouvé est très inférieur à celui du débit capable de l'ouvrage, la vitesse utilisée sera alors celle liée à ce débit, afin d'affiner les calculs.

Enfin, les calculs seront effectués pour chaque tronçon, dès que les caractéristiques de la section routière changeront (notamment lorsque la pente de l'ouvrage d'assainissement évolue) ou lorsque les caractéristiques de l'ouvrage d'assainissement changeront (à cause d'un manque de disponibilité à la surface, par exemple). Pour déterminer le débit final, il sera pratiqué la règle suivante :

- Lorsque deux tronçons sont en série, le débit Q_{20} de l'ensemble est celui où le temps de concentration est la somme des deux temps de concentration de chacun des tronçons. Une attention particulière sera donnée au fait que dans le tronçon, le temps de concentration correspond à celui lié à l'écoulement d'apport du tronçon 1 dans le tronçon 2.
- Lorsque deux tronçons sont en parallèle, le débit Q_{20} de l'ensemble est celui où le temps de concentration est le plus grand des deux temps de concentration de chacun des tronçons. Il sera néanmoins vérifié dans certains cas que le débit engendré par l'ensemble où le temps de concentration est le plus petit ne soit supérieur. Dans les talwegs, ce genre de cas de figure peut exister.

En ce qui concerne le coefficient de ruissellement, il correspond à la moyenne pondérée par la surface des coefficients de ruissellement de chaque tronçon. Dans cette étude, la plate-forme devant être étanche à cause de la proximité des périmètres de protection rapprochée et éloignée des captages de Chenappeville et de la Queue d'Hirondelle, ce coefficient sera toujours égal à 1. Seuls les coefficients des talus de déblais seront différents de 1 et sera de 0,3.

Enfin, la surface de l'impluvium de l'assemblage des tronçons est la somme des surfaces d'impluvium de chaque tronçon, quel que soit la forme de leur assemblage.

4.1.3 - Dimensionnement d'un bassin de traitement

Dimensionnement pour l'événement pluvial de retour X ans

Pour dimensionner le bassin, la méthode des pluies (rationnelle) sera utilisée. Elle consiste à déterminer le temps t pour lequel la différence entre le volume d'eau entrant V_e et celui d'eau sortant V_s est la plus grande. Le volume est déterminé avec les coefficients de Montana, caractéristiques de la pluviométrie locale et qui sont donnés dans le chapitre 1.3.1 de la présente note.

En fait,

$$V_e(t) = i_x(t) \cdot t \cdot S_a$$

avec $i(t) = a_x \cdot t^{-b_x}$; avec i en mm/h, t en minutes, a_x et b_x coefficients de Montana pour la période de retour X

- $S_a = C_a \cdot S$ (surface totale drainée) et C_a coefficient de ruissellement actif (en m^2)
- $V_e(t)$ en m^3 , t en minutes

$$D'où $V_e(t) = a_x/60 \cdot t^{(1-b_x)} \cdot C_a \cdot S \cdot 10^{-3}$$$

Quant à $V_s(t)$, il est défini par :

$$V_s(t) = 60 \cdot Q_s \cdot t$$

avec Q_s en m^3/s (choisi en fonction des recommandations de la MISE) et t en minutes

D'où

$$\Delta V(t) = (V_e(t) - V_s(t)) = 10^{-4} \cdot a_x/6 \cdot C_a \cdot S \cdot t^{(1-b_x)} - 60 \cdot Q_s \cdot t$$

$(V_e(t) - V_s(t))$ est maximal si la dérivée de cette expression est nulle, c'est à dire si

$$\begin{aligned} &10^{-4} \cdot a_x/6 \cdot C_a \cdot S \cdot (1-b_x) \cdot t^{-b_x} - 60 \cdot Q_s = 0 \\ \text{ou} &t^{-b_x} = (360 \cdot Q_s) \cdot 10^4 / (a_x \cdot C_a \cdot S \cdot (1-b_x)) \\ \text{soit} &t = [(360 \cdot Q_s \cdot 10^4) / (a_x \cdot C_a \cdot S \cdot (1-b_x))]^{-1/b_x} \end{aligned}$$

Une fois que t est déterminé, il est possible de trouver $\Delta V(t)$ maximal qui correspond au volume utile théorique nécessaire pour contenir l'apport d'eau produit par un événement pluvial de retour X sur la surface de la plate-forme routière considérée.

Il est aussi possible de déterminer le temps de vidange des bassins qui est t_v tel que :

$$V_e(t_v) - V_s(t_v) = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Soit} &a_x/60 \cdot t_v^{(1-b_x)} \cdot C_a \cdot S \cdot 10^{-3} = 60 \cdot Q_s \cdot t_v \\ &t_v^{(1-b_x)}/t_v = t_v^{-b_x} = 36 \cdot 10^5 \cdot Q_s / (a_x \cdot C_a \cdot S) \\ &\ln(t_v^{-b_x}) = -b_x \cdot \ln(t_v) = \ln((36 \cdot 10^5 \cdot Q_s) / (a_x \cdot C_a \cdot S)) \end{aligned}$$

$$\text{ou} \quad t_v = e^{(-\ln((36 \cdot 10^5 \cdot Q_s) / (a_x \cdot C_a \cdot S)) / b_x)}$$

En pratique, le débit de fuite n'est pas constant mais dépend de la hauteur d'eau dans le bassin. Lorsque le bassin n'est pas rempli, le débit de fuite est plus petit que celui qui est posé pour calculer le volume nécessaire pour un événement pluvial de retour X . Le volume de bassin nécessaire est donc plus grand que le volume théorique calculé ci-dessous. Pour le déterminer, le coefficient correcteur R est appliqué :

$$R = (1 / (1 + \alpha))^{((b_x-1)/b_x)}$$

avec $\alpha = 0,5$ pour un orifice de débit de fuite circulaire sous charge variable.

Enfin, en dernière étape, il est nécessaire de prendre en compte la surface active du bassin lui-même qui correspond à la surface comprise à l'intérieur des pistes d'entretien, et de l'intégrer à la surface active. Ce n'est qu'à l'issue de toutes ces étapes qu'est déterminé le volume utile nécessaire du bassin pour contenir l'événement pluvial de retour X .

Une fois ce volume déterminé, volume caractérisé par une hauteur de marnage, hauteur entre le niveau des plus basses eaux (fil d'eau à la sortie du bassin = NPBE) et le niveau des plus hautes eaux (fil d'eau à l'entrée du bassin = NPHE) et une surface miroir de volume mort (surface du niveau des plus basses eaux, sachant que les pentes internes du bassin sont de 4 pour 1 pour pouvoir avoir une pose correcte et durable des dispositifs d'étanchéité), il est nécessaire de veiller à ce que le bassin possède des propriétés de décantations correctes.

Pour ce, il faut vérifier que la surface miroir du volume mort soit telle que :

$$S_{\text{miroir}} > (0,8 \cdot Q_x - Q_s) / (V_{\text{déc}} \cdot \ln(0,8 \cdot Q_x / Q_s))$$

où $V_{\text{déc}}$ vitesse de décantation égale à 0,00022 m/s pour piéger les particules supérieures ou égales à 50 μm de diamètre.

De même, pour améliorer la décantation dans le bassin, il est recommandé que celui-ci possède une forme rectangulaire où $L/l > 6$ de préférence (L est la longueur du bassin, l sa largeur). Plus L/l est grand, plus cela favorise la décantation.

Dimensionnement pour le traitement de la pollution accidentelle

Le SETRA, dans sa note n°83 de 2008, préconise d'abandonner les systèmes équipés de déshuileurs/débourbeurs, relativement inefficaces dans le traitement de la pollution chronique en milieu non urbain fermé. Il est donc nécessaire de dimensionner le bassin de traitement en tenant compte du temps d'intervention permettant d'isoler une pollution accidentelle avant que celle-ci ne parvienne dans l'exutoire naturel. Ce temps d'intervention doit tenir compte, du temps d'alerte entre l'accident et les centres de CEI et la préfecture, du déplacement sur site à n'importe quel moment de la journée, des fermetures des vannes et de la propagation d'une pollution miscible dans le bassin. Ce temps de propagation doit être supérieur au temps d'intervention. En ce qui concerne notre étude, ce sont les agents du CEI d'Évreux qui interviendront en cas de pollution accidentelle : ils ont évalué leur temps d'intervention, défini comme précédemment, à 3h dans le pire des cas.

Ainsi, le bassin doit être dimensionné de telle sorte que le temps de propagation du panache polluant entre l'amont et l'aval du bassin soit supérieur à 3 heures, et ce pour une intensité de pluie de retour vicennal, pour une hauteur de marnage et de bassin mort déterminée. Il convient de vérifier au débit de fuite choisi, si les conditions sont remplies.

Dimensionnement de l'orifice du régulateur du débit de fuite.

$$Q_f(r) = 500 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_u - r)}$$

avec Q_f , débit de fuite en l/s

r, rayon de l'orifice du régulateur de débit de sorti, en m

g, accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m.s⁻²

h_u , hauteur utile, en m.

Le débit à mi-marnage (hauteur utile nécessaire au calcul du temps de propagation du panache polluant), Q_{fpa} sera déterminé. Il sera nécessaire de veiller à ce que $Q_f(r)$ soit supérieur à 10 cm pour des raisons d'entretien : un diamètre inférieur est facilement obstrué, ce qui nuit à la régularité des débits sortants.

Le volume mort nécessaire du bassin de traitement est, d'après les préconisations du Guide sur Pollution Routière du SETRA, de :

$$V_m = 7,2 \cdot Q_{fpa} \cdot T_p$$

avec V_m , volume mort du bassin en m³

Q_{fpa} , débit de fuite à mi-marnage assurant le temps d'intervention, en l/s

s

T_p , temps d'intervention exigé (en h), ici égal à 3.

Calcul des rejets de la pollution chroniques

- La vitesse horizontale au niveau du l'orifice régulateur de sortie est : $V_h = Q_f / (l \cdot h_m)$
avec V_h , vitesse horizontale en m/s
 Q_f , débit de fuite en m³/s
 l , largeur du bassin en mètre
 h_m , hauteur du marnage en m

- La vitesse verticale (de décantation) est déterminée de la façon suivante :

$$V_s = \frac{(0,8 \cdot Q_{20} - Q_s)}{(S_{bassin} \cdot \ln(\frac{0,8 \cdot Q_{20}}{Q_s}))}$$

- avec
- V_s : vitesse de décantation pour un événement pluvial de retour 20 ans en m/s
 - Q_{20} : débit entrant généré par la plate forme suite à un événement pluvial de retour 20 ans, en m³/s
 - Q_s : débit de fuite du bassin en m³/s
 - S_{bassin} : superficie du bassin à hauteur du régulateur de débit (niveau des plus basses eaux) en m²

Calcul des charges polluantes :

Pour ce calcul, il est nécessaire de connaître le trafic circulant sur la plate-forme concernée, 10 ans après les aménagements de protection de la ressource en eau (guide SETRA sur la pollution d'origine routière) sur route existante, 20 ans après la mise en service pour les infrastructures nouvelles (et ce, en cohérence avec les horizons choisis pour mener les études sur l'influence du bruit généré par le projet routier). Pour le présent dossier, les calculs seront basés sur l'horizon 2035. Les données fournies proviennent d'études menées par le CETE Normandie-Centre et le SIR de Rouen. Les valeurs de trafic ainsi déterminées figurent en annexe 4.3.

Les charges de pollution se calculent selon la formule :

$$Ca = (10 \cdot Cu + Cs \cdot \frac{(T - 10000)}{1000}) \cdot S$$

avec

- Ca , charge annuelle dans l'unité de Cu et Cs (kg ou g selon le polluant)
- Cu , charge unitaire annuelle en kg/ha ou g/ha (selon le polluant) pour 1000 v/j
- Cs , charge annuelle supplémentaire à l'ha pour 1000 v/j si le trafic est supérieur à 10000 v/j.
- T , trafic global en véhicules par jour (v/j),
- S , surface imperméabilisée en ha.

Cu et Cs sont donnés dans le guide technique « Pollution d'Origine Routière » édité par le SETRA en août 2007. Le site étudié est considéré comme ouvert.

Connaissant ces données, il est possible de calculer l'impact maximal des rejets d'eaux pluviales, généré le plus souvent par une pluie d'orage d'été en période d'étiage. Cette charge est trouvée de façon suivante :

$$C_e = \frac{2,3 * C_a * (1 - \tau)}{(10 * S)}$$

où Ce (en mg/l ou µg/l selon les polluants) est la charge maximale émise par la plate forme et τ le taux d'abattement des pollutions de l'ouvrage.

De même, il est possible de déterminer la concentration moyenne annuelle des rejets d'eau pluviale dans le milieu, apportée par la plate-forme. Il est admis que 10% de la hauteur de pluie annuelle n'entraîne pas de ruissellement sur la plate-forme. D'où

$$C_m = \frac{10 * C_e}{(2,3 * 9 * H)}$$

où H est la hauteur de pluie moyenne annuelle en m de la station la plus proche (à Évreux, H = 0,612 m, d'après les données 2010 de Météo-France de la station d'Évreux-Huest).

4.1.4 - Dimensionnement d'un filtre à sable

Le filtre à sable est un ouvrage complémentaire de traitement de la pollution chronique, dont la superficie est comprise entre 50 et 500 m². L'épaisseur de sable est comprise entre 0,8 et 1m. Une revanche d'au moins 0,5m est maintenue au-dessus de la surface du filtre.

Un drain installé à la base du filtre permet d'évacuer l'eau filtrée.

Le calcul de la surface en plan d'un filtre est le suivant :

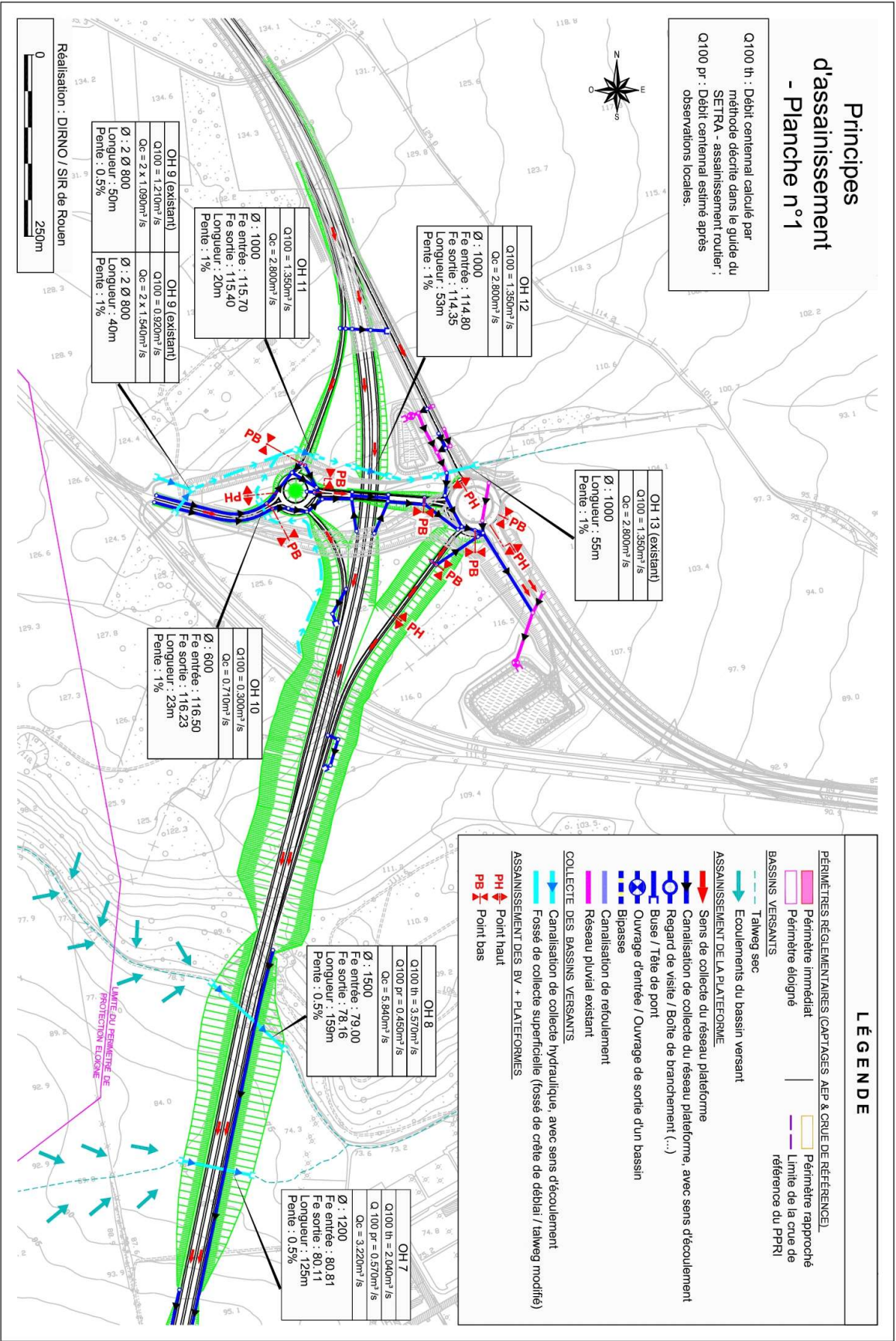
$$S = \frac{Q}{K * i}$$

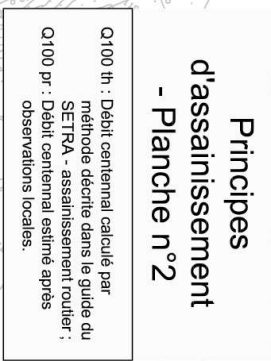
Où :

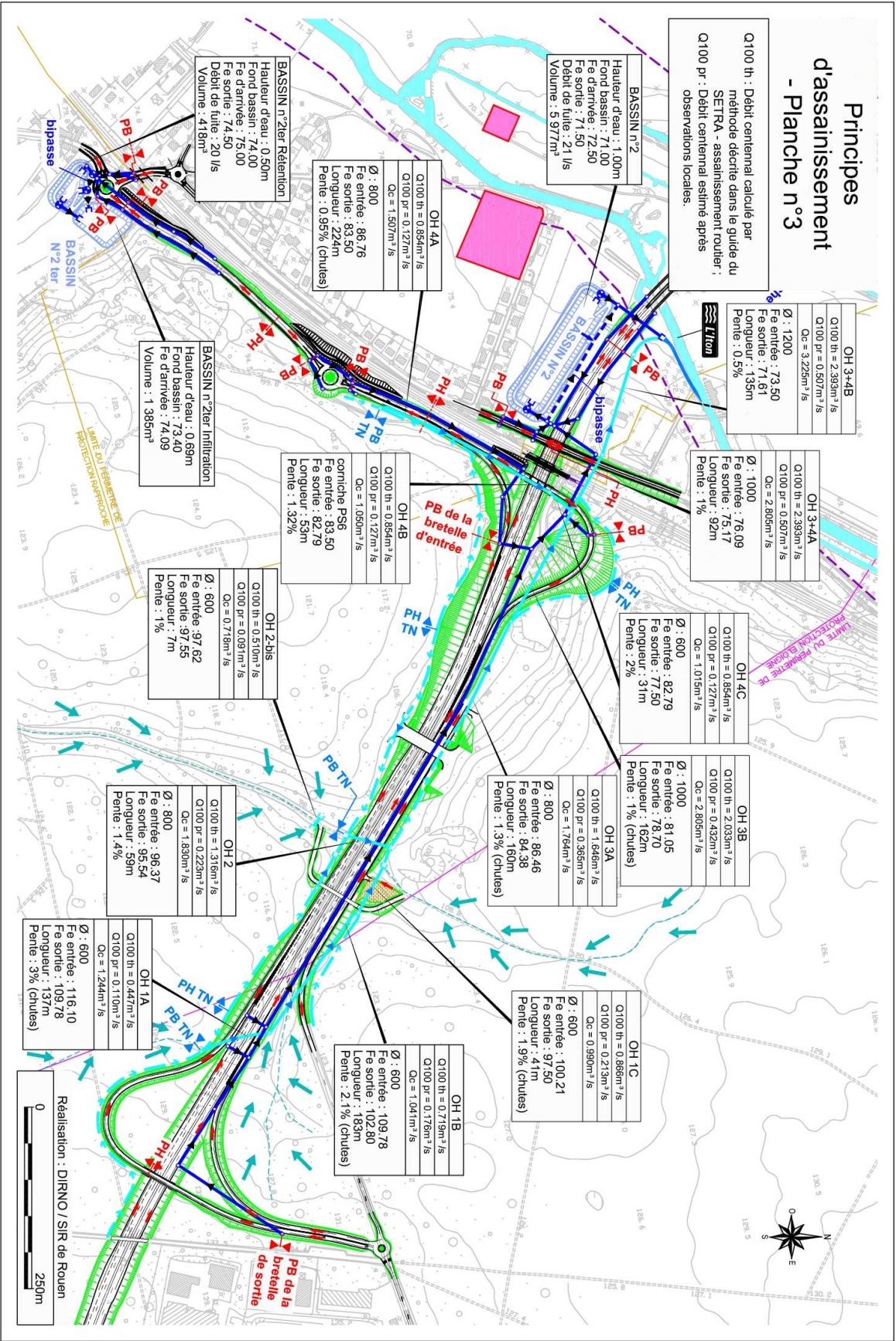
- S : superficie en plan du filtre en m²
- Q : débit en m³/s alimentant le filtre
- K : perméabilité en m/s du matériau constituant le filtre
- i : gradient hydraulique de l'écoulement (i=1)

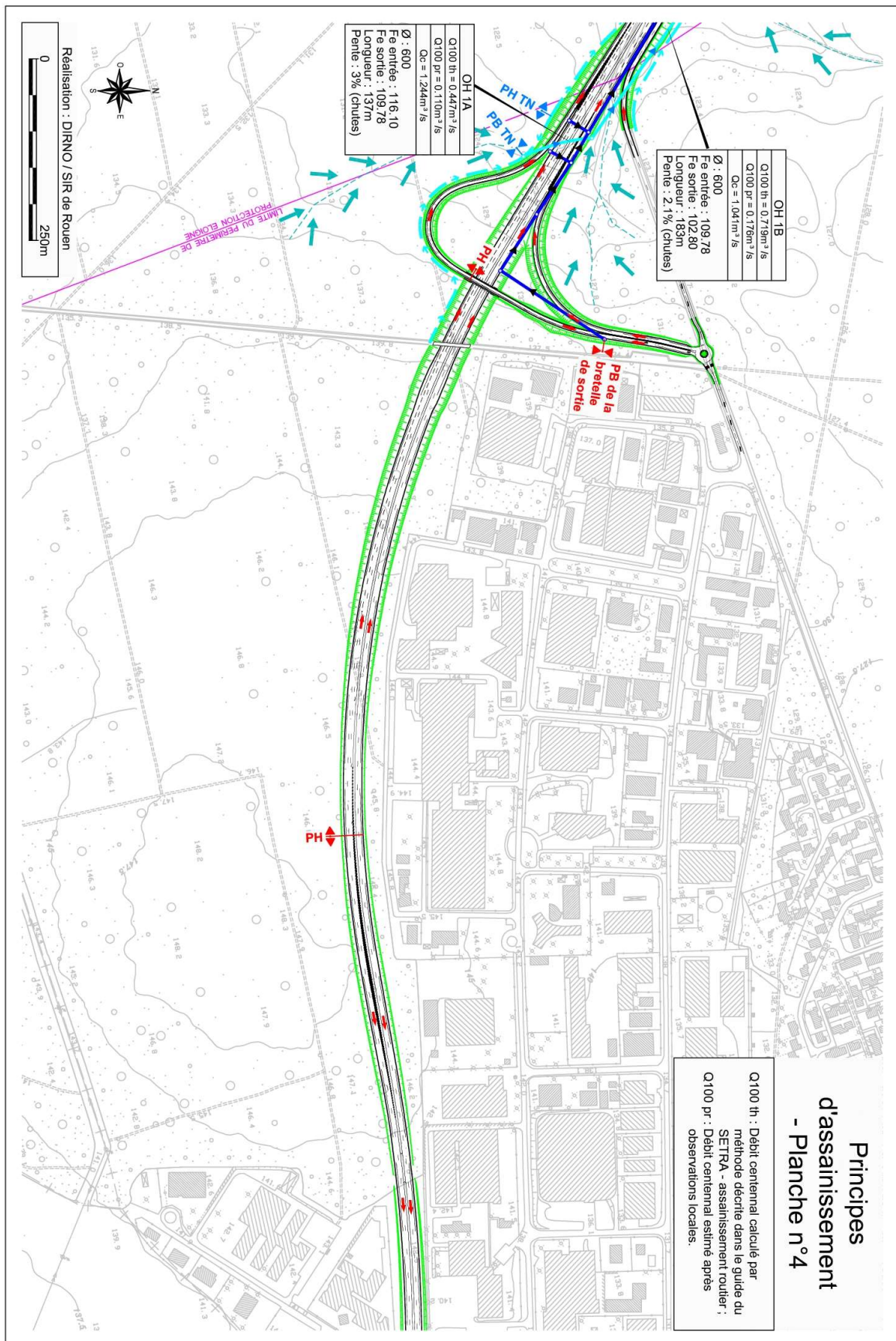
4.2 - Plan du réseau d'assainissement : planches 1 à 5

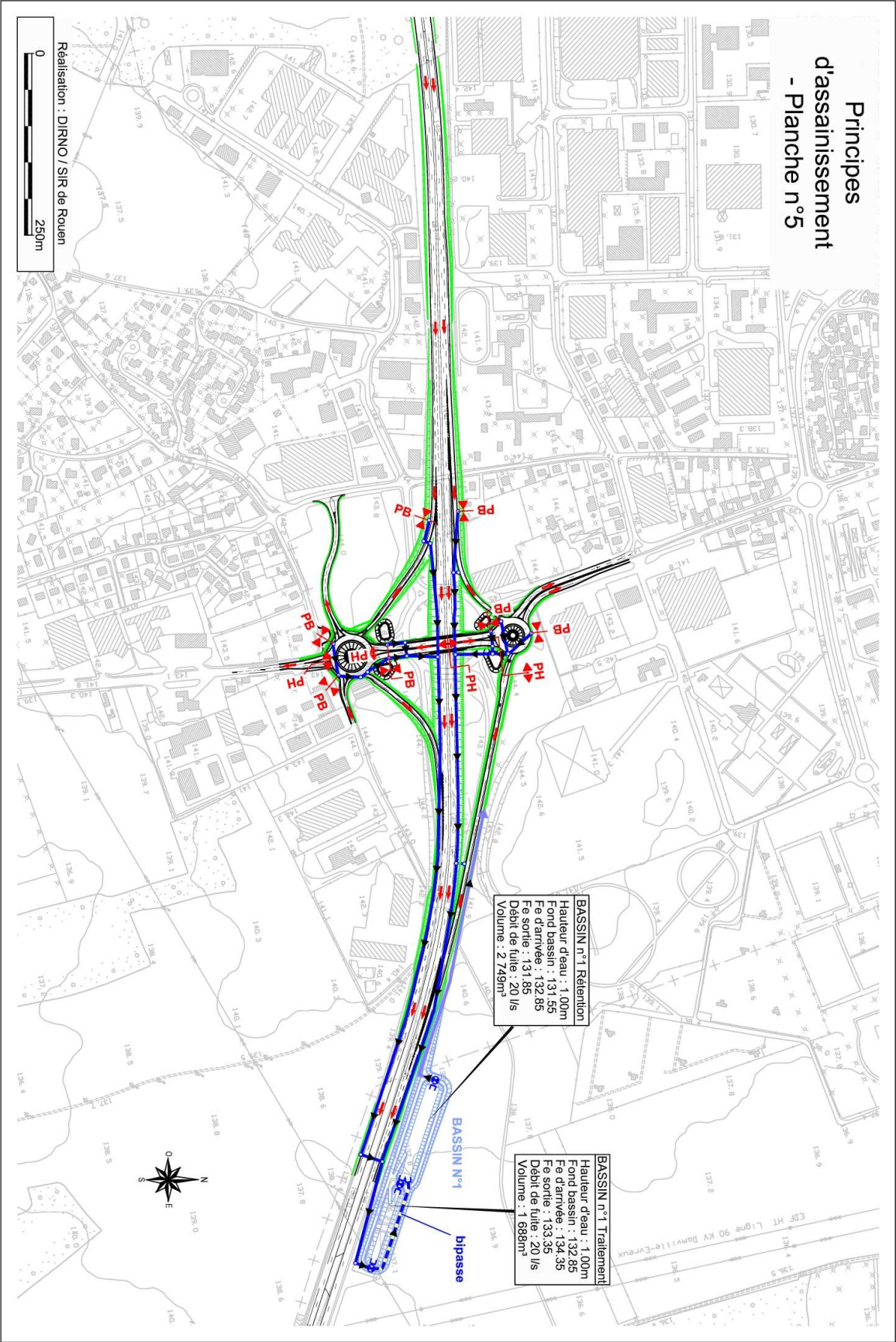
- Planche 1 : schéma de principe de l'assainissement de plate-forme, secteur de l'échangeur de Cambolle
- Planche 2 : schéma de principe de l'assainissement de plate-forme, secteur du demi-échangeur de St-Sébastien-de-M et de Vallée de l'Iton
- Planche 3 : schéma de principe de l'assainissement de plate-forme, secteur du talweg de la Forêt d'Évreux et de la bretelle d'Arnières-sur-Iton
- Planche 4 : schéma de principe de l'assainissement de plate-forme, secteur de la Madeleine,
- Planche 5 : schéma de principe de l'assainissement de plate-forme, secteur de l'échangeur des Fayaux



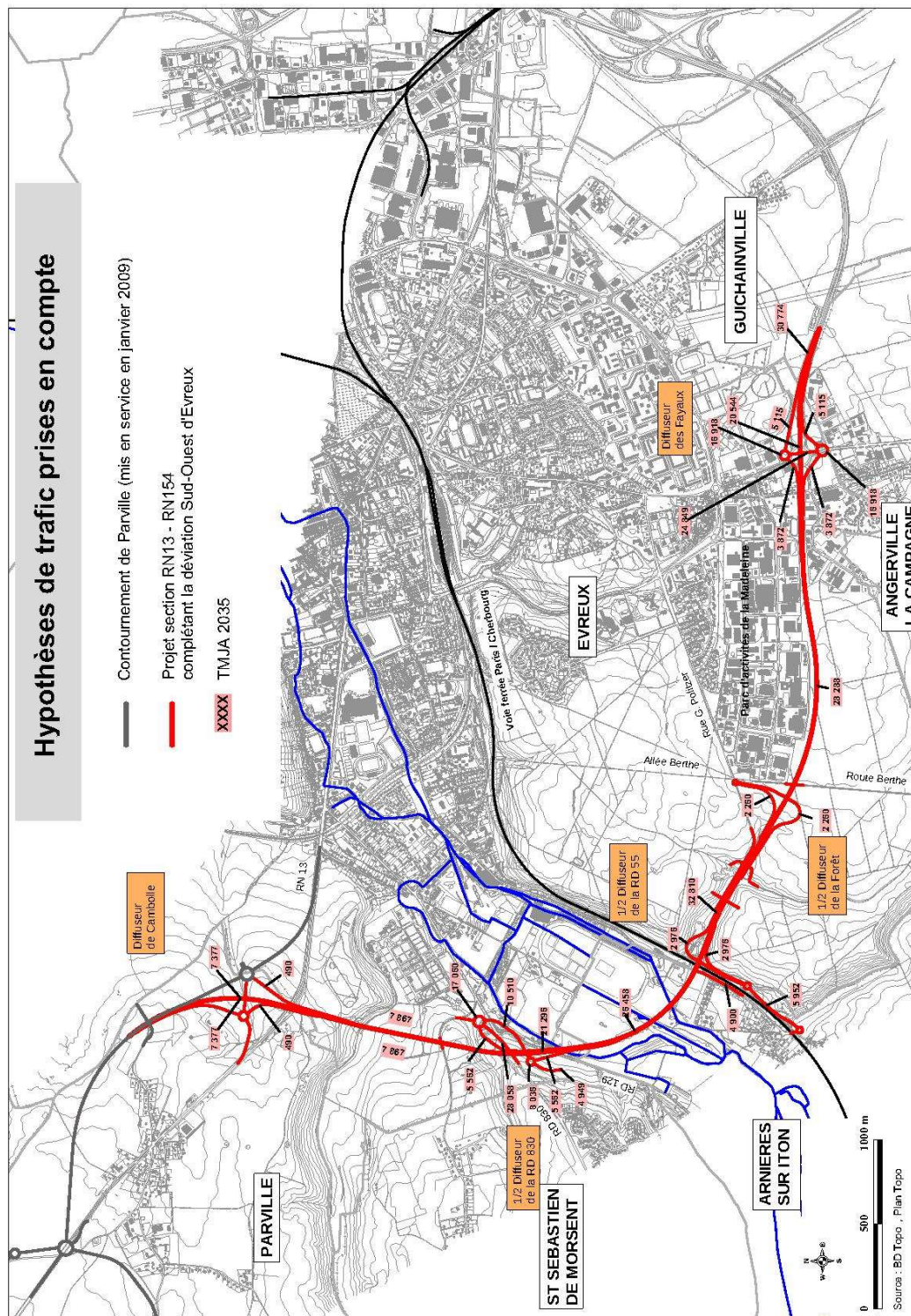




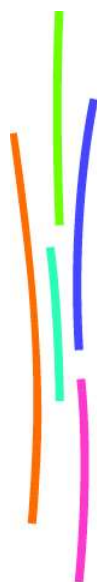




4.3 - Hypothèses de trafic prises en compte



horizons de trafic (en véhicules par jour) estimé en 2035, dans les différents secteurs du projet. Ce sont ces valeurs qui sont utilisées dans le calcul de la charge des polluants routiers.



Présent
pour
l'avenir

direction interdépartementale des Routes Nord-Ouest
service d'Ingénierie routière de Rouen

97, boulevard de l'Europe
B.P. 61141
76175 ROUEN cedex 1
Tél. : 02 76 000 361
Fax : 02 76 000 433

www.enroute.nord-ouest.developpement-durable.gouv.fr