

ANNEXES

Milieu physique

1-1 Etude hydraulique

SOMMAIRE GLOBAL

1. OBJET DE L'ETUDE.....	4
1.1. Présentation de l'opération	4
1.2. Objet de l'étude	4
2. HYDROLOGIE DU SECTEUR D'ETUDE	5
2.1. Méthodologie pour l'estimation des débits caractéristiques	5
2.1.1. Introduction	5
2.1.2. Cas des bassins versants jaugés	5
2.1.3. Cas des bassins versants non jaugés	5
2.1.3.1. Cas des bassins versants de superficie supérieure à 10 km ²	5
2.1.3.2. Cas des bassins versants de superficie inférieure à 1 km ²	6
2.1.3.3. Cas des bassins versants de superficie comprise entre 1 et 10 km ²	7
2.1.4. Présentation des thématiques étudiées dans les chapitres suivants	7
2.2. Détermination des données pluviométriques	7
2.2.1. Hauteur de précipitation journalière	7
2.2.2. Les courbes intensité-durée-fréquence	7
2.2.3. Coefficients pluviométriques retenus	7
2.3. Détermination des coefficients hydrologiques	8
2.3.1. Détermination du coefficient régional R de la formule CRUPEDIX	8
2.3.2. Détermination du coefficient $b = Q_{100}/Q_{10}$	8
2.3.3. Détermination des coefficients de ruissellement	8
2.4. Détermination des débits	9
2.5. Analyse des débits trouvés	9
2.6. Détermination des hydrogrammes de crue	9
2.6.1. Méthodologie	9
2.6.2. Résultats	10
3. DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT ACTUEL DES OUVRAGES HYDRAULIQUES DE FRANCHISSEMENT ET PROPOSITION D'OUVRAGES POUR L'ETAT PROJET.....	11
3.1. Note sur la méthodologie du diagnostic	11
3.2. Note sur la méthodologie du dimensionnement d'ouvrages neufs	11
3.3. Le Poull-Ru.....	12
3.3.1. Description du site.....	12
3.3.1.1. Contexte hydrographique général.....	12
3.3.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	12
3.3.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	12
3.3.2.1. Hypothèses prises :	12
3.3.2.2. Résultats	12
3.3.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet	13
3.4. Le Saint Guidinic	16
3.4.1. Description du site	16
3.4.1.1. Contexte hydrographique général.....	16
3.4.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	16
3.4.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	16
3.4.2.1. Hypothèses prises :	16
3.4.2.2. Résultats	16
3.4.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet	17
3.4.3.1. Caractéristiques géométriques.....	17
3.4.3.2. Résultats	17
3.5. Le Roudou	19
3.5.1. Description du site	19
3.5.1.1. Contexte hydrographique général.....	19
3.5.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	19
3.5.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	19
3.5.2.1. Hypothèses prises :	19
3.5.2.2. Résultats	19
3.5.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet	20
3.6. Le Kervaziou	22
3.6.1. Description du site	22
3.6.1.1. Contexte hydrographique général.....	22
3.6.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	22
3.6.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	22
3.6.2.1. Hypothèses prises :	22
3.6.2.2. Résultats	22
3.6.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet	23
3.7. L'Affluent rive gauche du Ster Goanez	26
3.7.1. Description du site	26
3.7.1.1. Contexte hydrographique général.....	26
3.7.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	26
3.7.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	26
3.7.2.1. Hypothèses prises :	26
3.7.2.2. Résultats	26
3.7.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet	28
3.8. Le Ster Goanez	30
3.8.1. Description du site	30
3.8.1.1. Contexte hydrographique général.....	30
3.8.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164	30
3.8.2. Diagnostic du fonctionnement actuel	30

3.8.2.1. Hypothèses prises :	30
3.8.2.2. Résultats	30
3.8.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet.....	31
3.9. Ecoulements non permanents	33
4. SYNTHÈSE OUVRAGES HYDRAULIQUES.....	33
5. ASSAINISSEMENT DE LA PLATEFORME ROUTIERE	35
5.1. Principes généraux.....	35
5.2. Bassins d'assainissement	35
5.2.1. Détermination des surfaces actives	35
5.2.2. Méthodologie de dimensionnement	35
5.2.2.1. Dimensionnement vis-à-vis de la pollution accidentelle	36
5.2.2.2. Dimensionnement vis-à-vis de la pollution chronique	36
5.2.2.3. Vérification du dimensionnement en tant que bassin de retenue.....	36
5.2.3. Résultats obtenus.....	36
6. SYNTHÈSE GLOBALE DE L'ASSAINISSEMENT	37
7. ANNEXE 1 : FICHES HYDROLOGIQUES	46
8. ANNEXE 2 : DIMENSIONNEMENTS BASSINS DE TRAITEMENT	56

SOMMAIRE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Coefficients de Montana retenus	7
Tableau 2 : Pluies journalières retenues.....	7
Tableau 3: Détermination du coefficient régional R	8
Tableau 4 : Détermination du coefficient $b = Q_{100}/Q_{10}$	8
Tableau 5 : Débits caractéristiques des bassins versants interceptés par le projet.....	9
Tableau 6 : Synthèse des désordres constatés.....	33
Tableau 7 : Synthèse des ouvrages projetés.....	34
Tableau 8 : Surfaces actives bassins d'assainissement.....	35
Tableau 9 : Dimensions des bassins d'assainissement	36

SOMMAIRE DES FIGURES

Figure 1: Synthèse des relations Débit/Surface du large secteur d'étude.....	9
Figure 2 : Hydrogramme triangulaire type.....	10
Figure 3 : Poull-Ru : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial.....	13
Figure 4 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Poull-Ru.....	13
Figure 5 : Poull-Ru : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet.....	14
Figure 6 : Vue en plan de l'ouvrage projeté.....	15
Figure 7 : Saint Guidinic : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial	16
Figure 8 : Vue en plan de l'implantation des ouvrages projetés	17
Figure 9 : Coupe de l'ouvrage proposé pour Saint Guidinic	17
Figure 10 : Saint Guidinic : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet	17
Figure 11 : Roudou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial.....	19
Figure 12 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Roudou.....	20
Figure 13 : Roudou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet.....	20
Figure 14 : Kervaziou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial	22
Figure 15 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Kervaziou.....	23
Figure 16 : Kervaziou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet	24
Figure 17 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Nord – Etat initial.....	26
Figure 18 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Sud – Etat initial	27
Figure 19 : Schéma de principe du fonctionnement hydraulique.....	28
Figure 20 : Schéma de principe du fonctionnement hydraulique – ouvrages proposés.....	28
Figure 21 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Nord - Etat projet	29
Figure 22 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Sud – Etat projet	29
Figure 23 : Ster Goanez : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial	30
Figure 24 : Implantation des aménagements sur la Ster Goanez	31
Figure 25 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Ster Goanez	32
Figure 26 : Ster Goanez : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet.....	32
Figure 27 : Coupe de principe d'enrochement de fond de lit et de berges d'un cours d'eau.....	34

1. OBJET DE L'ETUDE

1.1. Présentation de l'opération

La RN 164 relie la RN 12 au droit de Montauban de Bretagne à la RN 165 au niveau de Châteaulin sur une longueur de 162 kilomètres environ. Elle se situe dans les départements d'Ille et Vilaine, des Côtes d'Armor et du Finistère et dessert les agglomérations de Saint Meen le Grand, Loudéac, Mur de Bretagne, Carhaix – Plouguer, Châteauneuf du Faou et Pleyben. Elle constitue un axe d'intérêt local et régional irriguant le centre Bretagne.

Les études portent sur la section de la RN 164 en déviation de Châteauneuf du Faou entre le créneau de la Garenne – Ty Blaise aménagé à 2 x 2 voies et l'extrémité Ouest de la déviation de Landeleau, également aménagée à 2 x 2 voies. Cette section, aménagée à 2 voies avec des créneaux de dépassements à 3 voies a fait l'objet, par le passé, des aménagements suivants :

- une déviation à 2 voies sur 7 km (avec carrefours à niveau et maintien de quelques accès),
- mise en service en 1967,
- en 1986, aménagement de 5 tronçons via des Voies Spéciales pour Véhicules Lents et rectifications de virages entre Châteauneuf du Faou et Landeleau,
- en 1992, réalisation de l'échangeur central avec la RD 36 (Croaz Lesneven).

L'opération s'inscrit dans le cadre du programme d'aménagement de la RN 164 sur l'ensemble de son linéaire, entre la RN 12 au droit de Montauban de Bretagne et la RN 165 à Châteaulin.

1.2. Objet de l'étude

A l'occasion de la mise à 2 x 2 voies du tronçon Garenne-Ty Blaise / Landeleau (Déviation de Châteauneuf du Faou), il est réalisé une étude des ouvrages hydrauliques de franchissement des cours d'eau. Ceci afin de diagnostiquer le fonctionnement actuel de la RN 164, et de proposer des aménagements à associer à la mise à 2 x 2 voies.

Lors d'une première étude hydraulique, ayant fait l'objet d'un rapport datant du 03/10/2011, le fonctionnement des ouvrages de franchissement avaient été étudié à l'aide d'une modélisation en régime permanent. Cette étude avait permis de définir le comportement nettement acceptable ou nettement insatisfaisant de chaque ouvrage hydraulique et de proposer un prédimensionnement des ouvrages projetés.

Au vu du fonctionnement des ouvrages actuels, une modélisation en régime transitoire apparaît comme indispensable pour définir plus finement le comportement des ouvrages hydrauliques.

L'objet de la présente étude est d'affiner les connaissances acquises lors de la première étude hydraulique et de dimensionner les ouvrages projetés par la variante d'aménagement retenue.

Il est alors abordé successivement dans ce rapport :

- Une analyse de l'hydrologie du secteur d'étude afin de définir les hydrogrammes de crue ;
- Un diagnostic du fonctionnement des ouvrages hydrauliques existants lors des crues considérées;
- Le dimensionnement d'ouvrage pour l'état projet (pour la variante retenue exclusivement).

2. HYDROLOGIE DU SECTEUR D'ETUDE

2.1. Méthodologie pour l'estimation des débits caractéristiques

2.1.1. Introduction

La présente étude hydrologique a pour finalité la détermination des débits de crue caractéristiques des cours d'eau en interaction avec le projet.

Pour évaluer de tels débits, il sera étudié :

- Les débits provenant de stations hydrométriques situées à proximité du secteur d'étude. Ces stations permettent, à partir de hauteurs d'eau relevées fréquemment et à partir de « jaugeages » (mesure du débit du cours d'eau pour une hauteur donnée), d'obtenir des chroniques de débit importantes. Ces chroniques sont ensuite analysées à l'aide d'outils statistiques afin de définir les débits caractéristiques. Ces analyses permettent de caractériser les conditions d'écoulement du cours d'eau, et de caler les paramètres hydrologiques utilisés par la suite pour les cours d'eau non jaugés.
- L'ensemble des paramètres hydrologiques nécessaire à la détermination des débits caractéristiques des bassins versants non jaugés. Ces paramètres hydrologiques sont en grande partie issus de l'analyse des stations hydrométriques existantes.

Les paragraphes suivants développent la méthodologie exposée ci-dessus brièvement.

2.1.2. Cas des bassins versants jaugés

L'étude des bassins versants « jaugés » est à la base de l'analyse hydrologique. Est entendu par « jaugé » que le bassin versant dispose d'une station hydrométrique au droit du cours d'eau le drainant.

Une station hydrométrique est en fait une échelle graduée où est relevée, à intervalle de temps régulier, la hauteur de l'eau. La détermination de la hauteur peut être visuelle ou électronique. La hauteur observée est ensuite associée à un débit, ceci au moyen d'une « courbe de tarage », constituée de multiples mesures de débit pour des hauteurs d'eau variables.

Disposant ainsi d'une vaste série de débit sur une chronique de temps élevé, il est alors possible de traiter statistiquement ces éléments afin d'en dégager des débits caractéristiques.

A l'issue de cette analyse, nous disposons alors d'une bonne connaissance du fonctionnement hydrologique du cours d'eau jaugé, au droit de la station hydrométrique. Il s'agit alors de transposer les résultats obtenus au bassin versant interférant avec le projet objet de l'étude.

Ceci est l'objet du chapitre suivant.

2.1.3. Cas des bassins versants non jaugés

2.1.3.1. Cas des bassins versants de superficie supérieure à 10 km²

Il sera utilisé, selon leur pertinence, soit une formule de type Crupédix, soit une formule de type Myer.

- **Formule de type Myer**

Cette formule relie débit et surface de bassin versant. Elle est exprimée comme suit :

$$Q = a S^b$$

Avec Q : débit en m³/s
S : surface du bassin versant en km²
a et b : coefficients de calage

Cette formule sera calée à partir des résultats obtenus suite à l'étude des bassins versants jaugés et suite à l'étude des bassins versants de superficie inférieure à 1 km² (Cf. paragraphe suivant).

- **Formule de type Crupédix**

Le débit décennal peut être évalué au moyen de la formule dite « CRUPEDIX » :

$$Q_{10} = \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 \cdot R \cdot A^{0,8}$$

avec : Q₁₀ : débit décennal en m³/s,
R : coefficient régional traduisant l'aptitude au ruissellement,
P₁₀ : pluie journalière décennale non centrée en mm,
A : superficie du bassin versant en km².

L'évaluation de P_{10} est issue d'une étude pluviométrique portant sur le large secteur d'étude. Cette analyse sera l'objet du chapitre 2.2. Le P_{10} choisi sera caractéristique du bassin versant étudié.

L'évaluation du coefficient R sera issue de l'étude des cours d'eau jaugés disponible (cf. chapitre 2.3). En effet, ce coefficient R est considéré comme constant pour tous les bassins versants présentant une typologie (caractérisée par un substratum géologique, une occupation des sols, des caractéristiques morphologiques) similaire.

Le débit centennal sera évalué à l'aide du rapport $b = Q_{100}/Q_{10}$ usuellement considéré comme constant pour des bassins versants de typologie similaire. Connaissant ce rapport au droit des bassins versants jaugés, il sera possible de l'utiliser pour les bassins versants non jaugés (cf. chapitre 2.3).

2.1.3.2. Cas des bassins versants de superficie inférieure à 1 km²

Les débits de crues d'occurrence T sont étudiés à l'aide de la formule dite « rationnelle » :

$$Q_T = \frac{C_T \times i_T \times A}{3,6}$$

avec : Q_T : débit de crue de période de retour T en m³/s,
 C_T : coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour T,
 i_T : intensité moyenne en mm/h pour la période de retour T,
 A : surface totale de bassin versant en km².

Les différents paramètres sont décrits ci dessous :

Coefficients de ruissellement (C_T) :

Le choix du coefficient de ruissellement provient d'une analyse croisée entre des valeurs fournies dans des abaques et la ruissabilité du bassin versant telle qu'estimée lors de l'étude des bassins versants jaugés (cf. chapitre 2.3).

- C_{10} (pour T = 10 ans)

La valeur des coefficients dépend de la couverture du sol (bois, pâturage, culture, routes, ...), du degré de perméabilité et de rétention des sols constituant le bassin versant.

- C_T (pour T > 10 ans)

Pour un coefficient de ruissellement inférieur à 0,80, le coefficient de ruissellement C_T sera calculé par la formule suivante :

$$C_T = 0,80 \times \left(1 - \frac{P_0}{P_T}\right)$$

avec : P_0 : rétention initiale en mm
 P_T : pluie journalière de période de retour T en mn

Intensités moyennes (i_T) :

Celles-ci sont calculées à partir de la formule de MONTANA :

$$i_T = a_T \times tc_T^{-b_T}$$

avec : i_T : intensité moyenne en mm/h de période retour T
 tc_T : temps de concentration de période de retour T en mn

Les paramètres a_T et b_T sont issus d'une analyse statistique du (des) poste(s) pluviographique(s) présent(s) à proximité du secteur d'étude (cf. Chapitre 2.2).

Les temps de concentration (tc_T) :

Le temps de concentration est le temps du plus long trajet hydraulique au sein du bassin versant étudié. Ce temps correspond également à la durée de pluie conduisant à la génération du débit de pointe du bassin versant étudié.

- tc_{10} (pour T = 10 ans)

Celui-ci est estimé par la formule suivante :

$$tc_{10} = \sum \frac{L_j}{V_j}$$

avec L_j la longueur d'écoulement élémentaire (en m) où la vitesse d'écoulement est V_j (en m/s).

- tc_T (pour $T > 10$ ans)

$$tc_T = tc_{10} \times \left(\frac{P_T - P_0}{P_{10} - P_0} \right)^{-0,23}$$

avec : tc_T : temps de concentration pour la période de retour T en mn,
 tc_{10} : temps de concentration pour la période décennale en mn,
 P_{10} : pluie journalière décennale en mm,
 P_T : pluie journalière de période de retour T,
 P_0 : rétention initiale en mm.

2.1.3.3. Cas des bassins versants de superficie comprise entre 1 et 10 km²

Le débit associé au bassin versant est calculé à la fois par la méthode rationnelle et par la méthode Crupédix.

Le débit est alors déterminé par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Q_{\text{rationnelle}} + \beta \times Q_{\text{Crupédix}}$$

Où $\alpha = 1$ et $\beta = 0$ pour une superficie de 1 km²

$\alpha = 0$ et $\beta = 1$ pour une superficie de 10 km²

2.1.4. Présentation des thématiques étudiées dans les chapitres suivants

Les paragraphes suivants (2.2 et 2.3) portent sur l'étude des données hydrométriques et pluviographiques locales, afin de déterminer l'ensemble des coefficients évoqués dans le présent chapitre.

Le paragraphe 2.4 synthétisera l'ensemble des résultats obtenus.

2.2. Détermination des données pluviométriques

2.2.1. Hauteur de précipitation journalière

La carte page ci-contre indique les hauteurs de précipitation journalière d'occurrence $T = 10$ ans (nommé P_{10}), provenant d'une synthèse réalisée par Météo France en 2000 sur les postes pluviométriques nationaux.

On constate une valeur de P_{10} variant de 46 à 76 mm pour le Finistère. Le projet se situe dans une zone où la pluviométrie est moindre comparée au Sud et au Nord, où la pluviométrie augmente avec l'altitude moyenne (avec les valeurs maximales aux alentours de 70 mm). Le poste pluviométrique le plus proche du projet (station de Plonevez du Faou) indique une valeur de P_{10} de 48 mm, et un P_{100} de 60 mm

2.2.2. Les courbes intensité-durée-fréquence

Les coefficients de Montana fournis par Météo France pour la station de Rostrenen (station la plus proche et la plus représentative du secteur d'étude – la station de Brest est trop typée « océanique »), sur une chronique de 50 ans (1958-2008) sont :

	a	b
T = 10 ans	355	0.685
T = 100 ans	864	0.78

Ces valeurs correspondent à un P_{10} de 51 mm et un P_{100} de 65 mm (valeur du pluviographe pour une pluie de durée 24 h, corrigée par le coefficient de Weiss pour obtenir des pluies non centrées).

2.2.3. Coefficients pluviométriques retenus

Il est considéré que la station de Rostrenen est située dans une zone pluviométriquement comparable à celle du projet.

Les coefficients de la station de Rostrenen sont donc conservés, et sont :

	a	b
T = 10 ans	355	0.685
T = 100 ans	864	0.78

Tableau 1 : Coefficients de Montana retenus

Et pour les pluies journalières :

$P_{10} = 51$ mm
$P_{100} = 65$ mm

Tableau 2 : Pluies journalières retenues

2.3. Détermination des coefficients hydrologiques

2.3.1. Détermination du coefficient régional R de la formule CRUPEDIX

Il est retenu 4 stations hydrométriques jugées représentatives du secteur d'étude (localisées sur le plan page précédente).

Les caractéristiques sont :

Cours d'eau	Chronique	Surface (km ²)	P ₁₀ (mm)	Q ₁₀ (m ³ /s)	R
Langelin à Briec	1967-2010	7.0	66	3.8	1.17
Ellez à Brennelis	1991-2010	33	76	24	1.62
Hyeres à Trebivan	1972-2010	257	55	59	1.47
Elle au Faouet	1971-2010	145	62	44	1.36

Tableau 3: Détermination du coefficient régional R

Nota : Les valeurs de P₁₀ utilisées proviennent d'une analyse plus large de la pluviométrie du secteur d'étude).

Les coefficients R ont une valeur comprise entre 1.36 et 1.62 (nota : cette dernière valeur est discutable, du fait de la chronique relativement faible de la station).

Il est alors retenu une valeur de **R = 1.5**, valeur légèrement sécuritaire par rapport à la moyenne des R du secteur d'étude.

2.3.2. Détermination du coefficient b = Q₁₀₀/Q₁₀

Il est recherché le coefficient b pour les stations de jaugeage vues ci-dessus. Dans le cas où aucune valeur de Q₁₀₀ n'est disponible, il est alors extrapolé la valeur selon une loi de Gumbel à partir des débits d'occurrence T = 5, 10 et 50 ans connus.

Il est alors trouvé :

Cours d'eau	Chronique	Q ₁₀	Q ₁₀₀	b
Langelin à Briec	1967-2010	3.8	5.8	1.51
Ellez à Brennelis	1991-2010	24	38	1.58
Hyeres à Trebivan	1972-2010	59	89	1.51
Elle au Faouet	1971-2010	44	66	1.50

Tableau 4 : Détermination du coefficient b = Q₁₀₀/Q₁₀

Une valeur de b = 1,6 est proposée, et va dans le sens de la sécurité. A noter que cette valeur est caractéristique de bassins versants plutôt imperméables.

La méthodologie du SETRA précise que cette valeur de b est utilisée que pour les bassins versants de superficie supérieure à 20 km². Pour une superficie inférieure à 20 km², il est utilisé le rapport Q₁₀₀/Q₁₀ où les débits proviennent de la méthode rationnelle.

Dans le cas du Poull Ru et du Roudou, la superficie de leur bassin versant étant très proche de 20 km² (cf. tableau 5) on est à cheval entre les deux méthodologies d'utilisation du rapport b. De plus, l'analyse effectuée à la station Langelin à Briec qui présente un bassin versant d'une superficie de 7.0 km² (donc bien inférieure à 20 km²) aboutit à une valeur de b = 1.51.

Compte tenu de ces deux éléments, il a été choisi d'appliquer aux bassins versants du Poull Ru et du Roudou une valeur de b = 1,6.

Nota : La valeur de b estimée par la méthode rationnelle est de 2.33 pour le Poull Ru et 2.21 pour le Roudou. L'utilisation de ces valeurs aboutit à des débits centennaux très importants, et au vue de l'analyse hydrologique effectuée sur l'aire d'étude, qui ne sont pas représentatifs du fonctionnement hydraulique des cours d'eau environnant.

2.3.3. Détermination des coefficients de ruissellement

Les bassins versants interceptés par le projet :

- étant globalement relativement imperméables (absence de nappe conséquente, terrains peu propices à l'infiltration),
- comportant des pentes globalement modérées (de quelques pourcents),
- étant quasiment exclusivement composés de prairies.

Il est proposé un unique coefficient de ruissellement qui est :

$$C_{T=10ans} = 0,3$$

2.4. Détermination des débits

A partir de la méthodologie et des données exposées ci avant, il est alors calculé les débits de référence des bassins versants interceptés par le projet, bassins versants indiqués page ci-contre :

	Surface (km ²)	C ₁₀	Tc (mn)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)
Ruisseau le Poull Ru	19.7	0.30	165	6.6	10.6
Ruisseau de Saint Guidinic	1.76	0.30	92	2.2	5.5
Ruisseau Roudou	19.01	0.30	288	6.4	10.2
Ruisseau Kervaziou	6.11	0.30	162	3.9	9
Affluent Ster Goanez – 1 (BV1)	0.81	0.30	51	1.6	4.2
Affluent Ster Goanez – 2 (BV1 + BV2)	0.98	0.30	53	1.9	5
Affluent Ster Goanez – 3 (BV1 + BV2 + BV3)	1.07	0.30	55	2	5.2
Ruisseau Ster Goanez	70.85	X	349	18.4	29.5

Tableau 5 : Débits caractéristiques des bassins versants interceptés par le projet

2.5. Analyse des débits trouvés

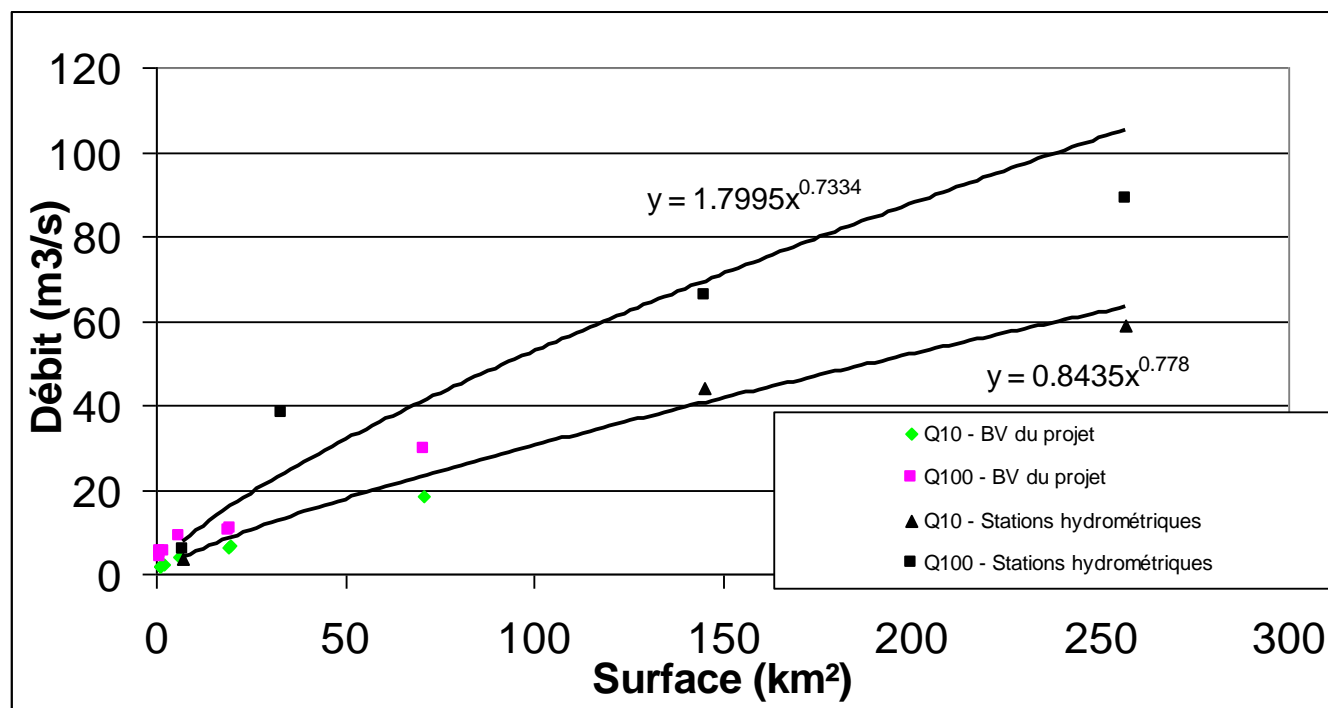


Figure 1: Synthèse des relations Débit/Surface du large secteur d'étude

Ci-dessus figurent :

- en losange vert les débits d'occurrence T = 10 ans obtenus pour le projet,
- en carré rose les débits d'occurrence T = 100 ans obtenus pour le projet,
- en triangle noir les débits d'occurrence T = 10 ans issus des stations hydrométriques du large secteur d'étude,
- en carré noir les débits d'occurrence T = 100 ans issus des stations hydrométriques du large secteur d'étude,
- les courbes représentent la loi de type Myer reliant le débit à la surface pour une occurrence donnée, pour les débits issus des stations hydrométriques.

Il est constaté que les débits d'occurrence T = 10 et 100 ans sont en dessous de la courbe de type Myer d'occurrence associée. Ceci est explicable du fait que les bassins versants étudiés se situent dans une zone de pluviométrie moindre que les cours d'eau jaugés par les stations hydrométriques.

Les débits proposés pour les bassins versants interceptés par le projet sont alors jugés globalement cohérents avec les débits constatés au droit des bassins versants jaugés.

2.6. Détermination des hydrogrammes de crue

L'objet de ce chapitre est de déterminer les hydrogrammes de crues de chaque cours d'eau qui seront utilisés lors de la modélisation.

2.6.1. Méthodologie

Les hydrogrammes de crue retenues sont de type « triangulaire » défini à l'aide des débits de pointes (Q₁₀ et Q₁₀₀) de chaque cours d'eau et du temps de concentration du bassin versant associé.

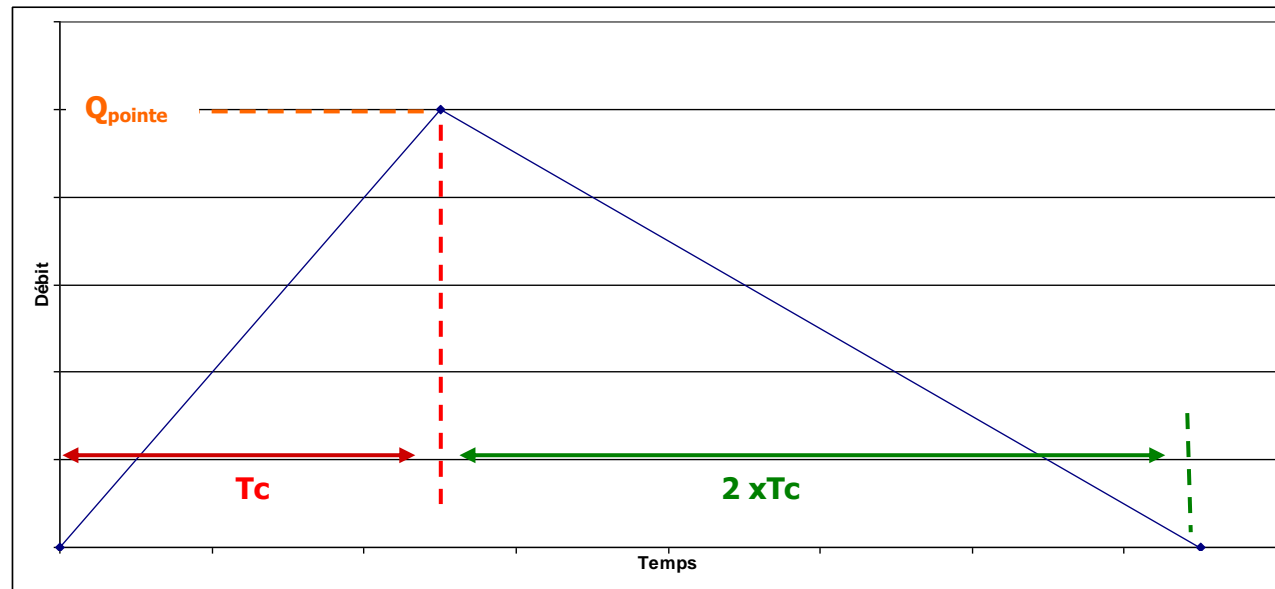


Figure 2 : Hydrogramme triangulaire type

La figure précédente représente un hydrogramme « triangulaire » type. Celui-ci se décompose en deux parties :

- Monté de crue depuis une valeur seuil jusqu'au débit de pointe (Q_{10} ou Q_{100}). Le temps de monté est égale au temps de concentration du bassin versant du cours d'eau étudié (T_c).
- Décrue depuis le débit de pointe atteint lors de la montée de la crue jusqu'au débit initial. Le temps de décrue est égal à deux fois le temps de concentration du bassin versant du cours d'eau étudié.

2.6.2. Résultats

Les hydrogrammes de crue des cours d'eau en interaction avec le projet sont présentés en Annexe.

3. DIAGNOSTIC DU FONCTIONNEMENT ACTUEL DES OUVRAGES HYDRAULIQUES DE FRANCHISSEMENT ET PROPOSITION D'OUVRAGES POUR L'ETAT PROJET

3.1. Note sur la méthodologie du diagnostic

Pour la réalisation du diagnostic du fonctionnement des ouvrages hydrauliques, il est pris un certain nombre d'hypothèses, rappelées ci-dessous :

- Le diagnostic est réalisé avec un logiciel de modélisation exploité en régime transitoire. Ce type de diagnostic permet de définir assez finement les niveaux d'eau en amont d'ouvrage hydraulique fonctionnant comme des verrous hydraulique, ce qui est le cas des ouvrages étudiés. De plus, une exploitation en régime transitoire permet de quantifier les « sur débits » générés par la réalisation d'un ouvrage plus capacitif par rapport à la situation actuel.
- Ensuite, l'absence de laisse de crues sur le secteur d'étude, il n'est pas possible de « caler » finement le logiciel hydraulique. Il est alors utilisé des abaques permettant de définir des coefficients usuels. Le comportement hydraulique de l'ouvrage étudié est alors « dégrossi », mais les lignes d'eau obtenues ne sont pas à considérer avec une précision centimétrique.
- Concernant les données géométriques des ouvrages, il est utilisé le plan topographique fourni par le maître d'ouvrage complété par des levés topographiques effectués dans le cadre de la présente étude. L'ensemble de ces éléments permettent de définir assez finement les ouvrages de rétablissement hydraulique. De plus, des profils en travers des cours d'eau ont été levés afin de définir au plus juste les conditions d'écoulements en amont et en aval de ces ouvrages.
- Enfin, dans le cas d'ouvrages hydrauliques fonctionnant en charge lors des crues importantes, il sera examiné l'état de l'ouvrage suite à l'inspection visuelle de l'ouvrage. Néanmoins, même si l'état semble correct, et étant donné qu'un fonctionnement en charge n'est pas le fonctionnement nominal de l'ouvrage, cette étude ne pourra pas statuer sur le fait que l'ouvrage d'art ou le remblai sont conçus pour qu'une rétention s'effectue en amont de l'ouvrage hydraulique. Seuls des ouvragistes et des géotechniciens pourront statuer sur le fonctionnement satisfaisant de l'infrastructure routière lors des crues.

Le présent diagnostic permet donc de définir avec une précision relativement bonne le comportement hydraulique d'un ouvrage hydraulique lors des crues. Il peut être ainsi identifié de manière relativement précise les ouvrages ayant un comportement acceptable ou insatisfaisant et réalisé un dimensionnement et un calage altimétrique fin des ouvrages projetés.

3.2. Note sur la méthodologie du dimensionnement d'ouvrages neufs

Il est recherché un dimensionnement permettant de respecter les objectifs suivants :

- Fonctionnement de l'ouvrage à surface libre ;
- Recherche d'un tirant d'air au minimum de 50 cm ;
- Vérification de vitesses d'écoulements au sein de l'ouvrage inférieures à 4 m/s ;
- Non aggravation des risques d'inondation en aval des ouvrages ;
- Recherche d'ouvrage franchissable par la faune aquatique et semi aquatique en fonction des préconisations issues des études faune/flore ;
- Réalisation de radier naturel reconstitué de 30 cm de hauteur minimale.

Egalement, il sera recherché une amélioration de la ligne d'eau en amont des ouvrages projetés, afin de répondre aux objectifs de « transparence hydraulique ». Néanmoins, étant donné que nous partons d'un état initial où des ouvrages existent déjà, il ne sera pas recherché de « trop » rabaisser la ligne d'eau amont afin de conserver un rôle d'écrêtement par les ouvrages projetés. Dans le cas où l'ouvrage projeté entraînerait un abaissement de la ligne d'eau amont, l'incidence sur les débits en aval de l'ouvrage sont étudiées. Ainsi, les ouvrages proposés sont un compromis entre la protection de la voirie et la non aggravation du risque d'inondation en aval de celle-ci.

3.3. Le Poull-Ru

3.3.1. Description du site

3.3.1.1. Contexte hydrographique général

Le Poull-Ru est un cours d'eau disposant d'une vallée de largeur moyenne (60 m environ dans sa partie aval), délimitée par des coteaux aux pentes abruptes. Le cours d'eau alterne entre des sections rectilignes et des sections à méandre. Le bassin versant drainé a une superficie de 19,7 km² au droit du franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne de 1,3 %.

3.3.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

Au droit du franchissement de la RN 164, de l'amont vers l'aval :

- Tout d'abord, le cours d'eau méandre au fond d'une vallée de 60 m de large environ, vallée délimitée par des coteaux aux pentes abruptes. Le fond de la vallée présente une typologie de zone humide ;
- Le premier ouvrage franchi est l'ouvrage correspondant à l'ancienne voie ferrée. Il s'agit d'un ouvrage voûte maçonnée de 3,0 m de large pour 2.5 m de flèche. Le radier est de type galet cloué au béton ;
- Ensuite est présente une portion de 15 m environ de long à ciel ouvert. Cette portion de cours d'eau présente des berges maçonnées, et très en deçà du terrain naturel environnant ;
- Le deuxième ouvrage hydraulique est celui correspondant au franchissement de la RN 164. Cet ouvrage est composé pour la partie amont d'un ouvrage voûte maçonnée de 1,9 m de large pour 1,7 m de flèche, et pour la partie aval d'une buse béton Ø 2000 (certainement rajoutée suite à un élargissement de la RN 164). Le radier est de type galet cloué au béton ;
- Après environ 20 m de parcours à surface libre, est présent un dernier ouvrage sous un chemin de halage de l'Aulne canalisée. Cet ouvrage est également un ouvrage voûte maçonnée de 3,0 m de large pour une flèche de 2,0 m environ. Cet ouvrage est largement noyé par l'Aulne présente à l'aval immédiat de l'ouvrage.

3.3.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.3.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : $K = 15$
- Ouvrages :
 - $K = 35$ (ouvrages avec fond rugueux et parois lisses),
 - $K_e = 0.7$ pour les ouvrages associés à l'ancienne voie ferrée et pour le chemin de halage,
 - $K_e = 0.5$ pour l'ouvrage sous la RN 164.

Concernant la condition aval, il est pris pour hypothèse :

- Pour la crue d'occurrence $T = 10$ ans, il est considéré que cette crue peut être concomitante avec une crue importante de l'Aulne canalisée. Il est fait l'hypothèse d'une crue d'occurrence cinquantennale dans l'Aulne.
Lors d'une prise de contact avec le gestionnaire de l'Aulne canalisée, Le Syndicat Mixte d'Aménagement Touristique de l'Aulne et de l'Hyères (S.M.A.T.A.H.), il nous a été indiqué l'absence de mesures et de définition de niveau de crue caractéristique de l'Aulne dans le secteur du Poull Ru. Ainsi, le niveau de crue cinquantennale a été défini à partir de la topographie à notre disposition. Une fois le profil en travers de l'Aulne au droit de la confluence avec le Poull Ru défini (via les levées topographiques), le niveau de crue a peut être estimée à 55,3 m ;
- Pour la crue d'occurrence $T = 100$ ans, il est considéré que cette crue est associée à un épisode pluvieux intense peu étendu géographiquement, qui ne fait pas « réagir » l'Aulne. Il est alors considéré un niveau d'eau moyen dans l'Aulne.

3.3.2.2. Résultats

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent page suivante :

3.3.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

Il est pris pour parti de dimensionner un ouvrage neuf, avec banquettes pour la franchissabilité de la petite faune. Notons que l'ouvrage présent à l'amont immédiat n'est pas concerné par les travaux, ne dispose pas de banquette et apparaît fonctionner en charge pour les crues d'occurrence T = 10 et 100 ans dans l'état actuel.

L'ouvrage neuf proposé est un cadre de 3,5 x 3,5 m² avec banquette et comportant 0,4 m de lit naturel reconstitué, avec les caractéristiques suivantes :

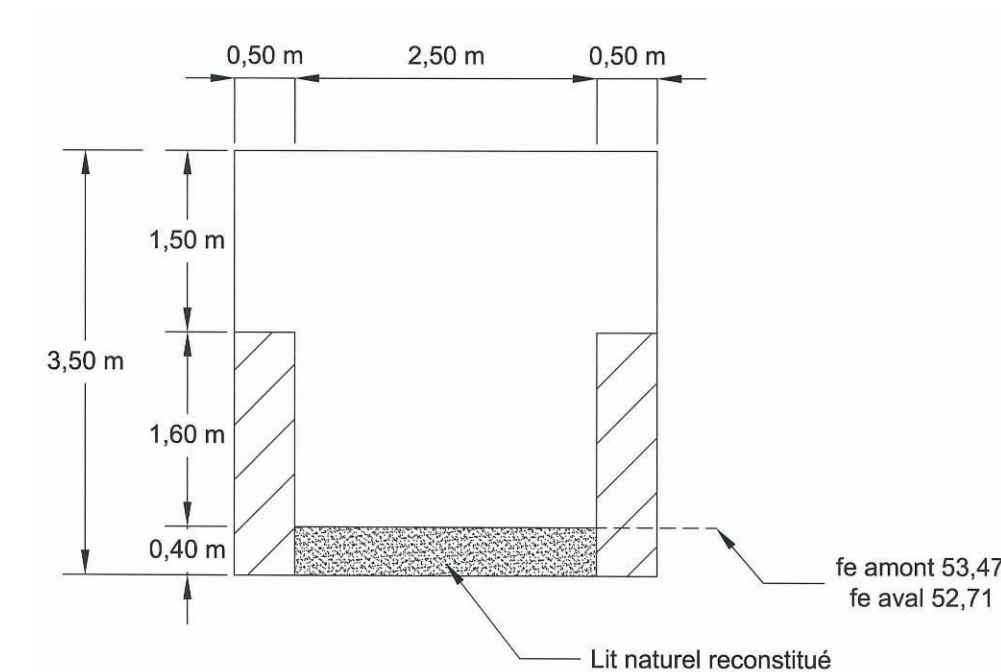


Figure 4 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Poull-Ru

Le fil d'eau amont (fil d'eau du radier naturel reconstitué) est de 53,47 m NGF et le fil d'eau aval de 52,71 m NGF.

Il est également considéré que l'entonnement amont et aval de l'ouvrage consistent en des murs en L disposés avec un biais par rapport à l'ouvrage (cela diminue les pertes de charge en entrée et sortie de l'ouvrage).

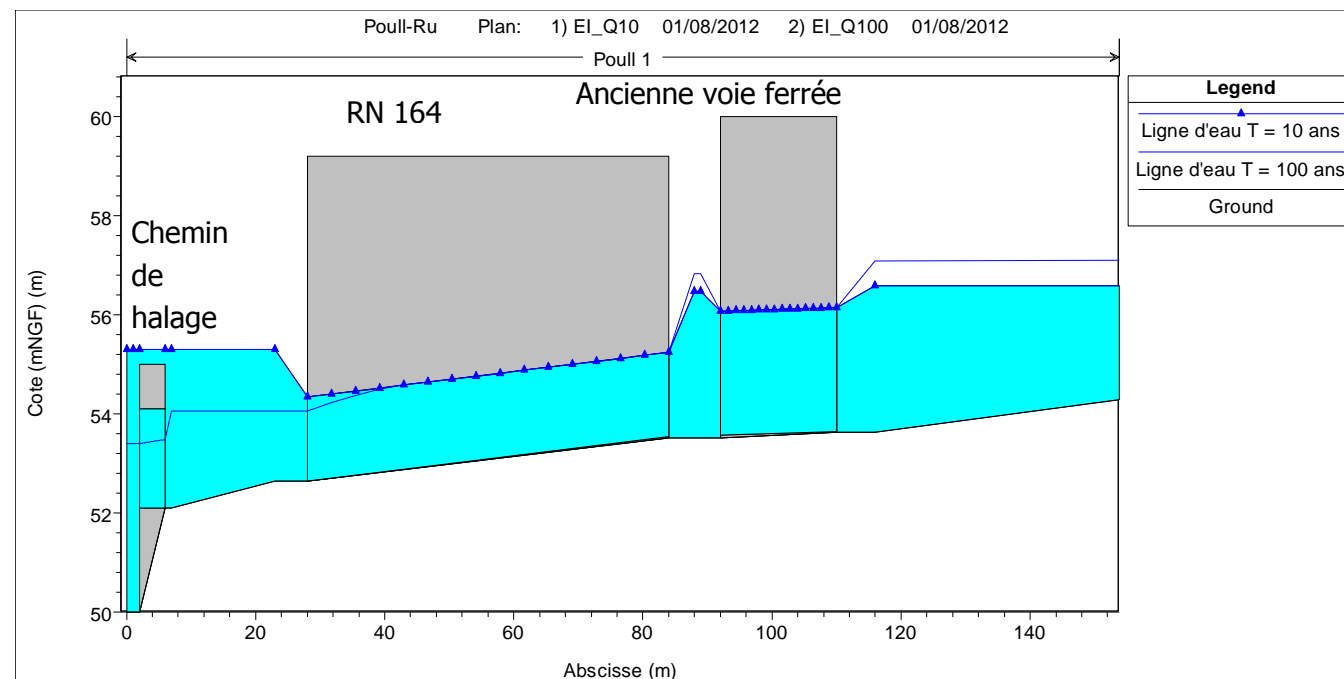


Figure 3 : Poull-Ru : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage - Etat initial

Il est constaté :

- Un fonctionnement des ouvrages en charge ;
- Des vitesses acceptables dans les ouvrages ;
- Un remous important pour la crue centennale. La ligne d'eau à l'amont de l'ouvrage sous la voie ferrée est alors à 57,09 m NGF. Une habitation se situe dans la vallée du Poull Ru, au lieu-dit « Meil Goff », à environ 350 m en amont de l'ouvrage. Les résultats de la modélisation montrent que l'incidence de l'ouvrage sur les niveaux de crue est amortie sur 200 m en amont soit près de 150 m avant l'habitation répertoriée. Ainsi, l'ouvrage de l'ancienne voie ferrée n'influe pas sur les niveaux de crue au droit de cette habitation.

Pour conclure, il apparaît que les ouvrages, et notamment celui associé à la RN 164, fonctionnent en charge lors des crues et constituent des verrous hydrauliques, ce qui n'est pas la règle de l'art. Cependant, les effets de ce verrou ne sont plus perceptibles pour la première habitation située 350 m en amont de l'ouvrage sous la voie ferrée.

Dans ces conditions, la ligne d'eau est figurée ci-dessous :

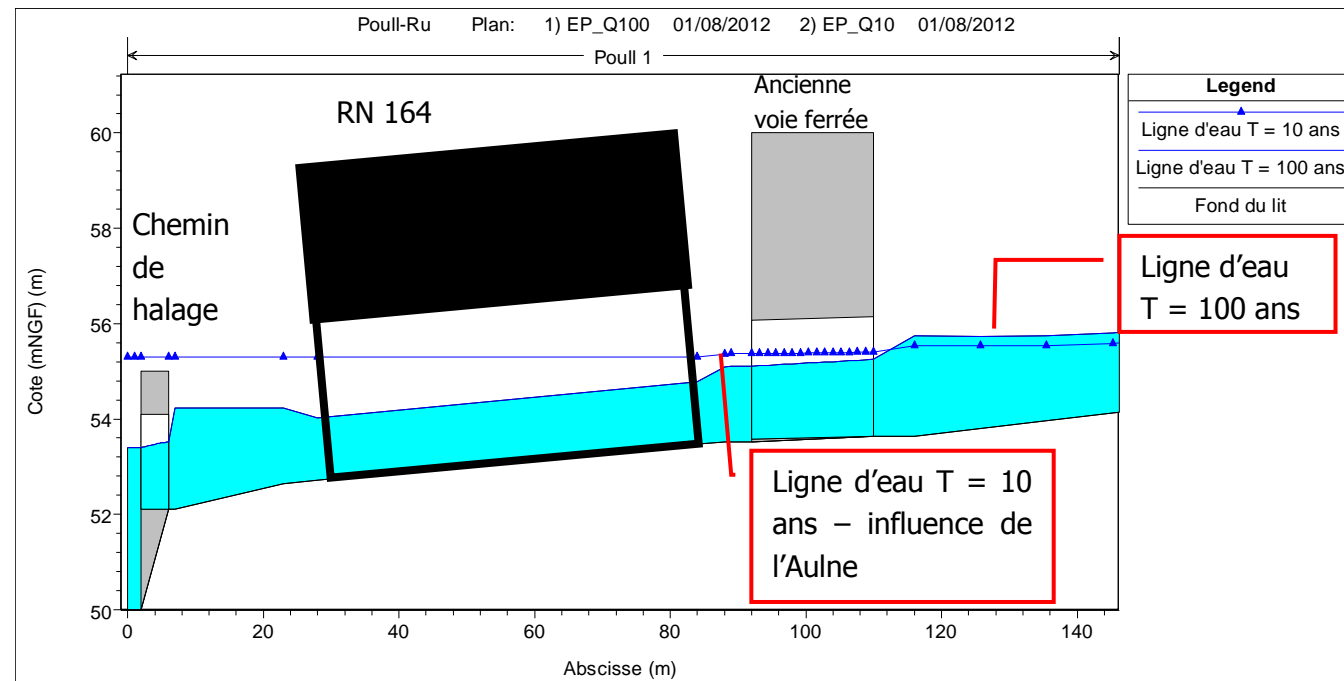


Figure 5 : Poull-Ru : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet

Il est constaté :

- Pour T = 10 ans (avec influence aval de l'Aulne considérée en crue cinquantennale) :

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage de la voie ferrée (passe de 56,58 m NGF pour l'état initial à 55,33 m NGF pour l'état projet) entraînant une augmentation du débit en aval du chemin de halage de 0,16 m³/s. Or, le débit de crue cinquantennale de l'Aulne est estimé à 360 m³/s, l'augmentation de débit aval du Poull Ru est donc transparente et négligeable (moins de 0,05 % d'augmentation du débit de crue cinquantennale de l'Aulne).

La banquettes prévue dans l'ouvrage est noyée, du fait de la crue de l'Aulne. Néanmoins, nous verrons par la suite que la banquettes est dénoyée pour la crue d'occurrence T = 100 ans seule du Poull-Ru.

Une vitesse de l'ordre de 0,23 m/s dans l'ouvrage.

Un tirant d'air dans l'ouvrage de la RN 164 de 50 cm, celui-ci est de 70 cm sous l'ouvrage de l'ancienne voie ferrée.

Nota : La modélisation effectuée lors de l'étude de pré-dimensionnement aboutissait à des niveaux de crue supérieures avec notamment une mise en charge de l'ouvrage de l'ancienne voie ferrée. La différence avec la présente étude hydraulique s'explique en partie par l'affinement de la condition aval (le niveau de crue dans l'Aulne est pris égal à 55,3 m contre 56 m dans l'étude de pré-dimensionnement) et par une meilleure prise en compte des effets d'écèlement des ouvrages amont par la modélisation en régime transitoire.

- Pour T = 100 ans :

Un abaissement notable de la ligne d'eau à l'amont de la voie ferrée (passe de 57,09 m NGF pour l'état initial à 55,74 m NGF pour l'état projet) entraînant une augmentation du débit en aval du chemin de halage de 1,25 m³/s. Le débit moyenne de l'Aulne (le module) étant estimé à 19,5 m³/s, l'augmentation de débit aval du Poull Ru induit une hausse du débit de l'Aulne de près de 6 %. Toutefois, ceci n'induirait pas, du fait de l'importance du lit de l'Aulne, de risque d'inondation.

Les vitesses d'écoulements dans les ouvrages sont d'environ 3 m/s et sont conformes aux critères de dimensionnement d'ouvrage neuf. Toutefois, ces vitesses relativement importantes nécessitent la mise en place de protection des berges en amont et en aval direct des ouvrages.

La banquettes prévue dans l'ouvrage est hors d'eau.

L'ouvrage sous la voie ferrée ne fonctionne plus en charge, du fait que l'ouvrage sous la RN 164 ne crée plus de verrou hydraulique.

Concernant le tracé en plan, il est considéré le tracé ci-dessous :

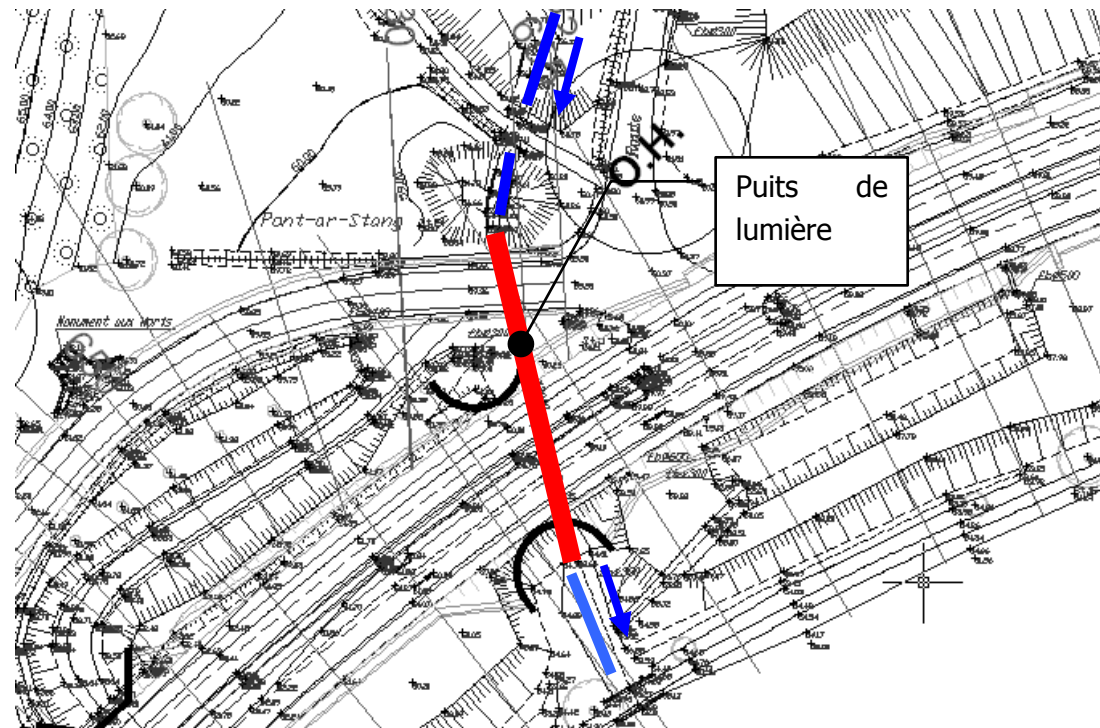


Figure 6 : Vue en plan de l'ouvrage projeté

L'ouvrage suivra le tracé de l'ouvrage actuel et, conformément aux préconisations de l'étude faune/flore, comportera un « puits de lumière » entre la RN 164 et la voirie à son Nord immédiat.

L'ouvrage projeté permet une amélioration du fonctionnement hydraulique de l'ensemble des ouvrages et une sécurisation des remblais routiers des infrastructures en limitant le niveau d'eau au droit de ceux-ci et donc les risques d'infiltration d'eau pouvant nuire à leur stabilité. Ces améliorations se font sans aggraver de façon significative les débits aval dans l'Aulne.

De plus, la mise en place d'un lit naturel reconstitué en fond d'ouvrage et de banquettes permettant le passage de la faune semi-aquatique améliore le fonctionnement hydrobiologique du Poull Ru.

3.4.2.2. Résultats

3.4. Le Saint Guidinic

3.4.1. Description du site

3.4.1.1. Contexte hydrographique général

Le Saint Guidinic est un cours d'eau dont la partie amont (en amont de la RN 164) est de type « tête de bassin versant », avec une vallée peu marquée. En aval de la RN 164, une vallée étroite et encaissée se dessine avant la confluence avec l'Aulne environ 1 km en aval de la RN164. Le bassin versant drainé a une superficie de 1,7 km² au droit du franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne de 1,2 %.

3.4.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

Au droit de la RN 164, le lit mineur du cours d'eau a des dimensions proches d'un fossé de drainage agricole. L'ouvrage de franchissement sous la RN 164 est une buse Ø 800. L'ouvrage apparaît être à contre pente, avec de l'ensablement côté amont.

3.4.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.4.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : K = 10 ; lit majeur K = 5
- Ouvrage :
 - K = 70 (ouvrages béton)
 - Ke = 0.9

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent ci-dessous :

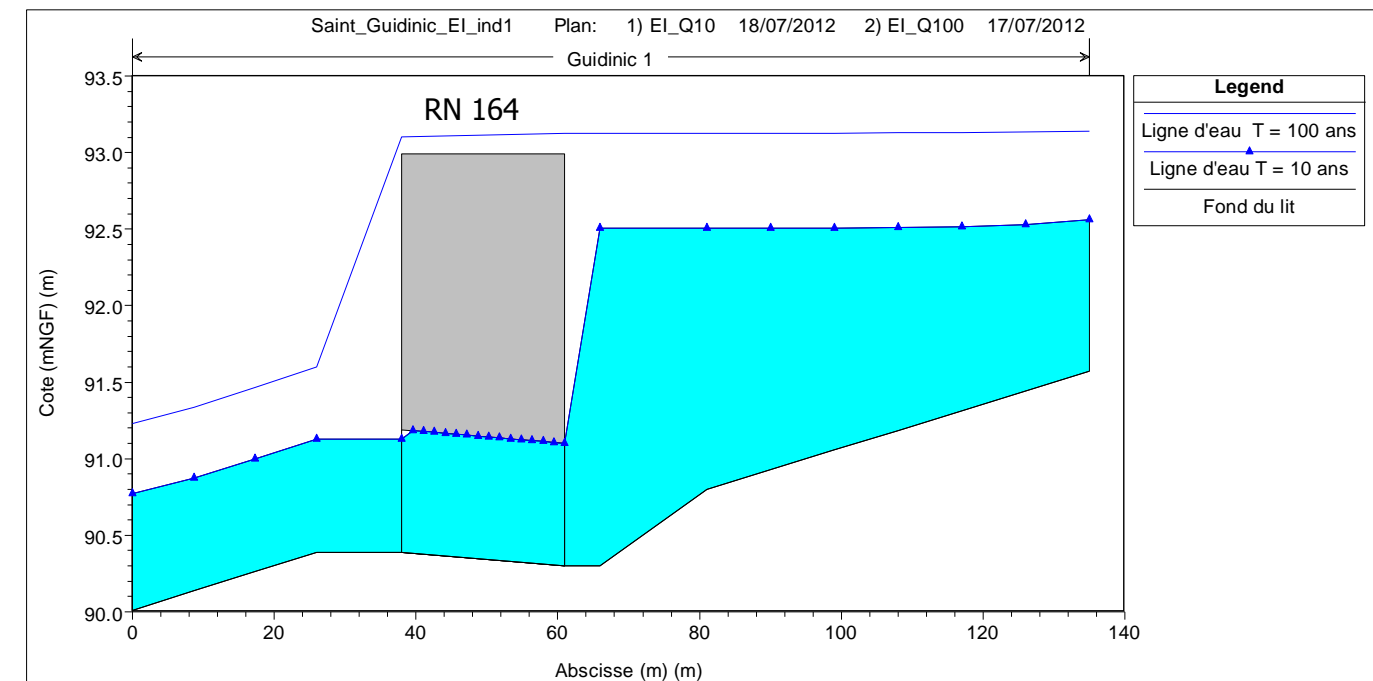


Figure 7 : Saint Guidinic : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial

Il est constaté :

- Une surverse par-dessus la RN 164 pour les crues d'occurrence T = 100 ans, avec une hauteur maximum d'eau de 13 cm;
- Des vitesses comprises entre 3,25 et 3,37 m/s dans l'ouvrage.

L'ouvrage est jugé insuffisant, car il est diagnostiqué un risque de surverse sur la RN 164 pour une crue d'occurrence T = 100 ans et un fonctionnement en charge pour une crue d'occurrence T = 10 ans.

Remarquons que lors de la modélisation en régime permanent, il avait été diagnostiqué une surverse sur la RN 164 pour une crue d'occurrence T = 10 ans. La différence de diagnostic est due au fait que l'ouvrage modélisé joue un rôle d'écrêtement, qui est négligé en régime permanent. Le régime transitoire tient compte de cet écrêtement et transcrit au mieux la réalité des écoulements.

3.4.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

3.4.3.1. Caractéristiques géométriques

Il est pris pour parti dans le cas présent, en accord avec les études faune/flore réalisées, de ne pas proposer d'ouvrage avec banquette. En effet, l'écoulement est un écoulement de tête de bassin versant avec un cours d'eau peu propice à l'établissement d'une faune semi-aquatique.

Dans ces conditions, il est proposé la réalisation de trois ouvrages hydrauliques :

- Le premier consiste en un dalot de 2 m de hauteur (dont 0.4 m de lit naturel reconstitué) et 2 m de large. Ce dalot serait disposé au droit de l'écoulement actuel avec une pente égale à celle du cours d'eau naturel (soit environ 1,2%).
- Ce dalot sera complété de deux buses Ø 800 afin de pouvoir faire transiter le débit centennal sans surverse sur la voirie. Les fils d'eau de ces buses sont fixés de manière à ce qu'elles ne soient sollicitées que pour des crues supérieures à la crue décennale. Ainsi, les écoulements inférieurs à T = 10 ans seront concentrés dans le dalot de largeur cohérente avec celle du lit naturel du cours d'eau.

Le schéma en plan de ces ouvrages est indiqué ci-dessous :

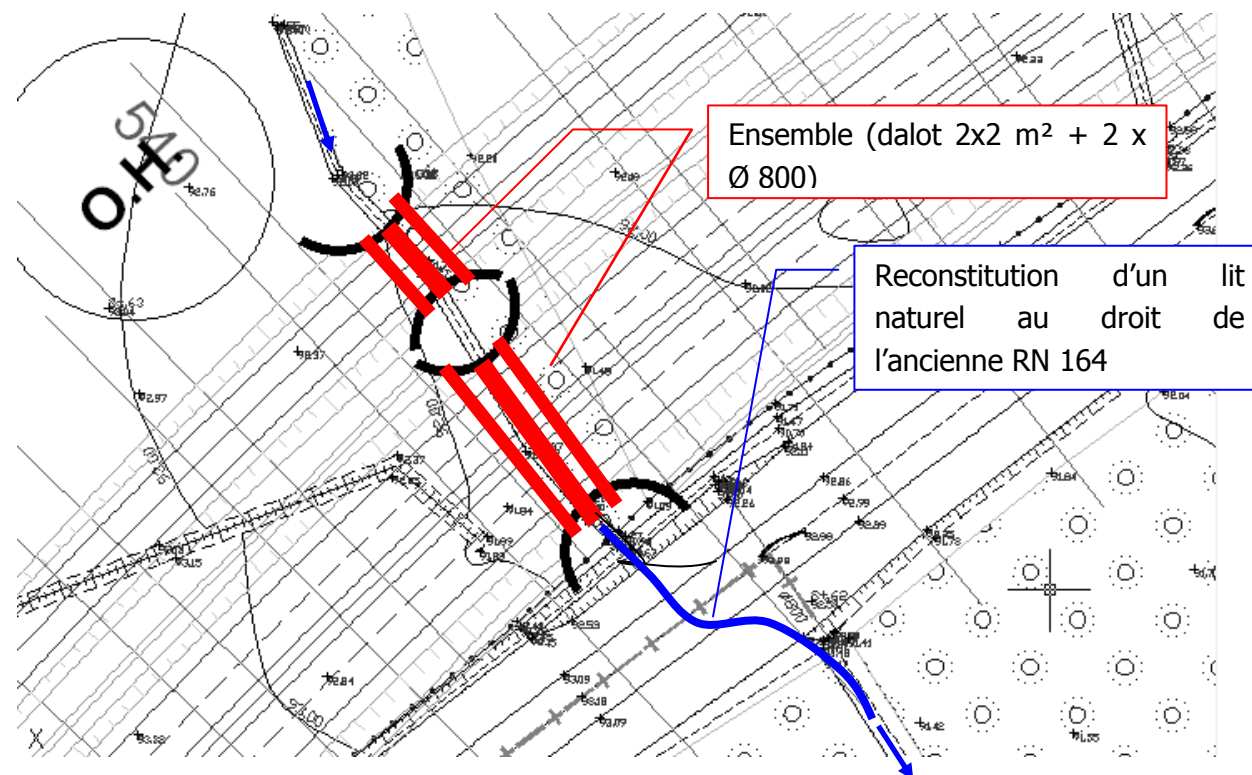


Figure 8 : Vue en plan de l'implantation des ouvrages projetés

Le plan ci-dessous présente une coupe des ouvrages projeté en faisant apparaître les fils d'eau amont et aval des différents éléments (buses et dalot).

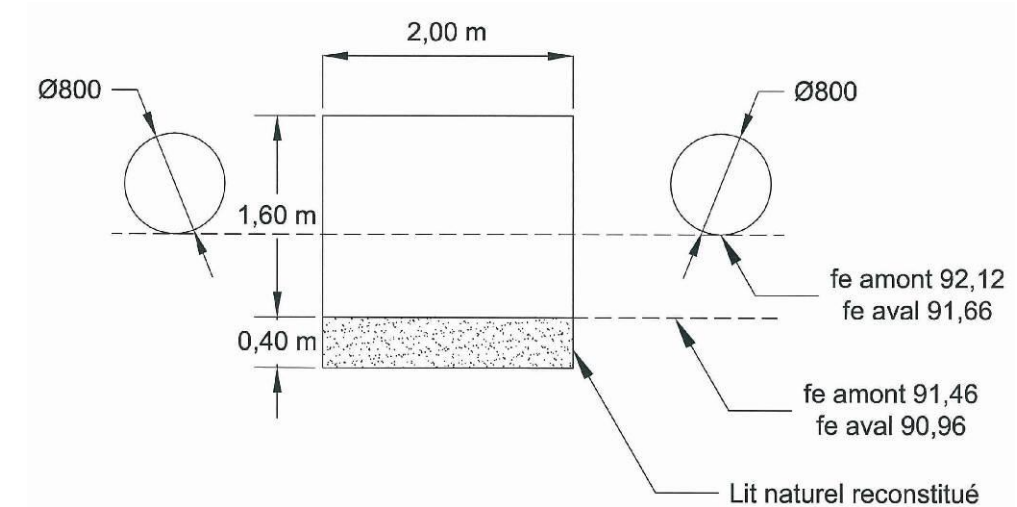


Figure 9 : Coupe de l'ouvrage proposé pour Saint Guidinic

3.4.3.2. Résultats

Les résultats en termes de ligne d'eau figurent ci-dessous :

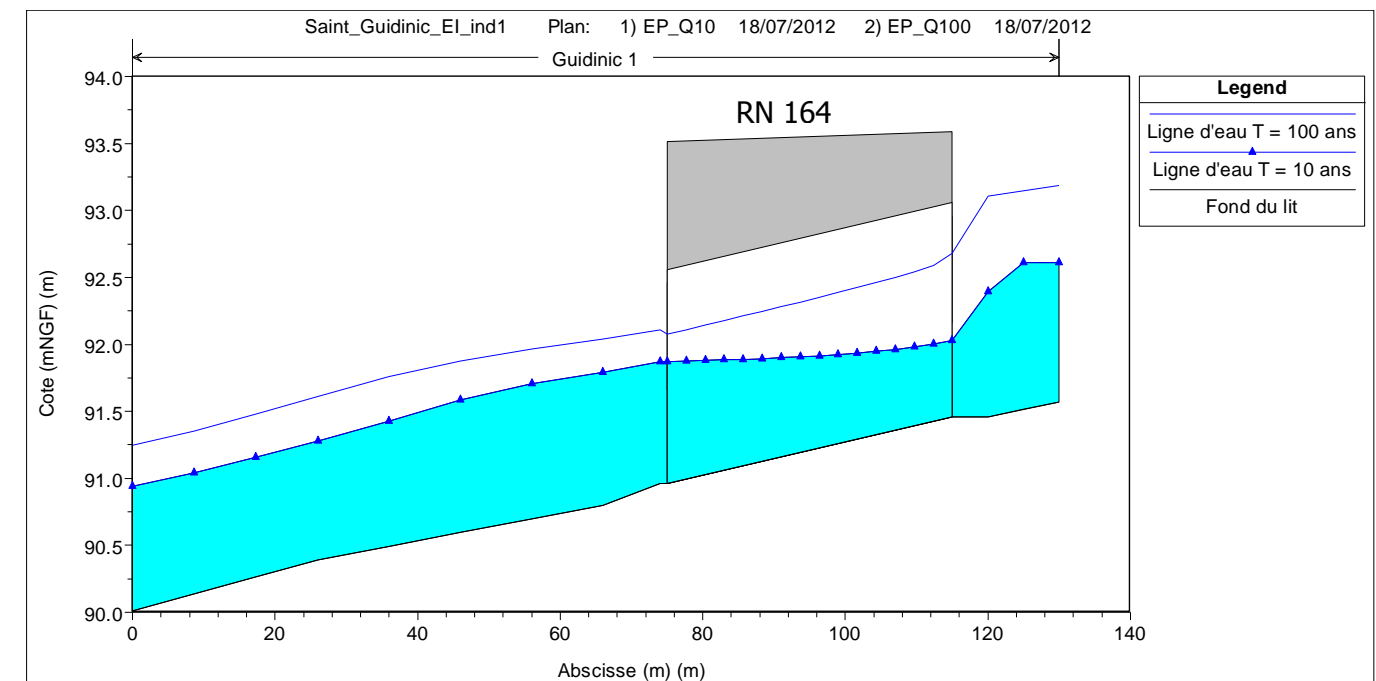


Figure 10 : Saint Guidinic : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet

Il est constaté :

- Pour T = 10 ans :

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 92,51 m NGF pour l'état initial à 92,39 m NGF pour l'état projet).

Cet abaissement de la ligne d'eau entraîne un sur-débit en aval de l'ouvrage de 0,6 m³/s soit une augmentation des niveaux d'eau de 17 cm. L'exhaussement relativement important des niveaux d'eau en aval de l'ouvrage est à mettre en relation avec l'étroitesse de la zone inondable en crue décennale.

Du fait de l'absence d'enjeux (habitation, ouvrage de franchissement) en aval de l'ouvrage de rétablissement sous la RN 164, le fonctionnement de l'ouvrage projeté est jugé satisfaisant.

- Pour T = 100 ans

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 93,12 m NGF pour l'état initial à 92,93 m NGF pour l'état projet).

Cet abaissement de la ligne d'eau entraîne un sur-débit en aval de l'ouvrage de 0,23 m³/s soit une augmentation centimétrique des niveaux d'eau. Ainsi, l'ouvrage projeté ne modifie pas les conditions d'écoulement en aval pour une crue centennale.

Une vitesse d'écoulement de l'ordre de 2,37 m/s dans l'ouvrage et un tirant d'air de 46 cm. Les vitesses d'écoulement obtenues nécessitent la mise en place de protection de berge en enrochement en amont et en aval direct de l'ouvrage.

L'ouvrage projeté permet une nette amélioration du fonctionnement hydraulique au droit de la RN164 par rapport à la situation actuelle en supprimant les risques d'inondations de la voirie. Cela permet d'accroître la sécurité des usagers et la pérennité du remblai routier (en limitant les risques d'infiltration d'eau dans les talus).

3.5. Le Roudou

3.5.1. Description du site

3.5.1.1. Contexte hydrographique général

Le Roudou est un cours d'eau inscrit dans une vallée large (60 à 80 m) et encaissée. Le cours d'eau décrit des méandres sur la majeure partie de son cours. Le bassin versant drainé a une superficie de 19,0 km² au droit du franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne de 0,7 %. Notons également la forme plutôt allongée du bassin versant, favorisant un certain écrêtement des débits.

3.5.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

Au droit de la RN 164, le lit mineur du cours d'eau fait environ 5 m de large. L'ouvrage de franchissement consiste en une buse métallique Ø 3000. A noter une chute de 30 cm environ à l'aval de l'ouvrage.

La RN 164 au droit du franchissement est en remblai, à environ 4,5 m au dessus du terrain naturel.

3.5.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.5.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : K = 10 ; lit majeur K = 5
- Ouvrage :
 - K = 50 (ouvrages métalliques ondulés)
 - Ke = 0.7

3.5.2.2. Résultats

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent ci-dessous :

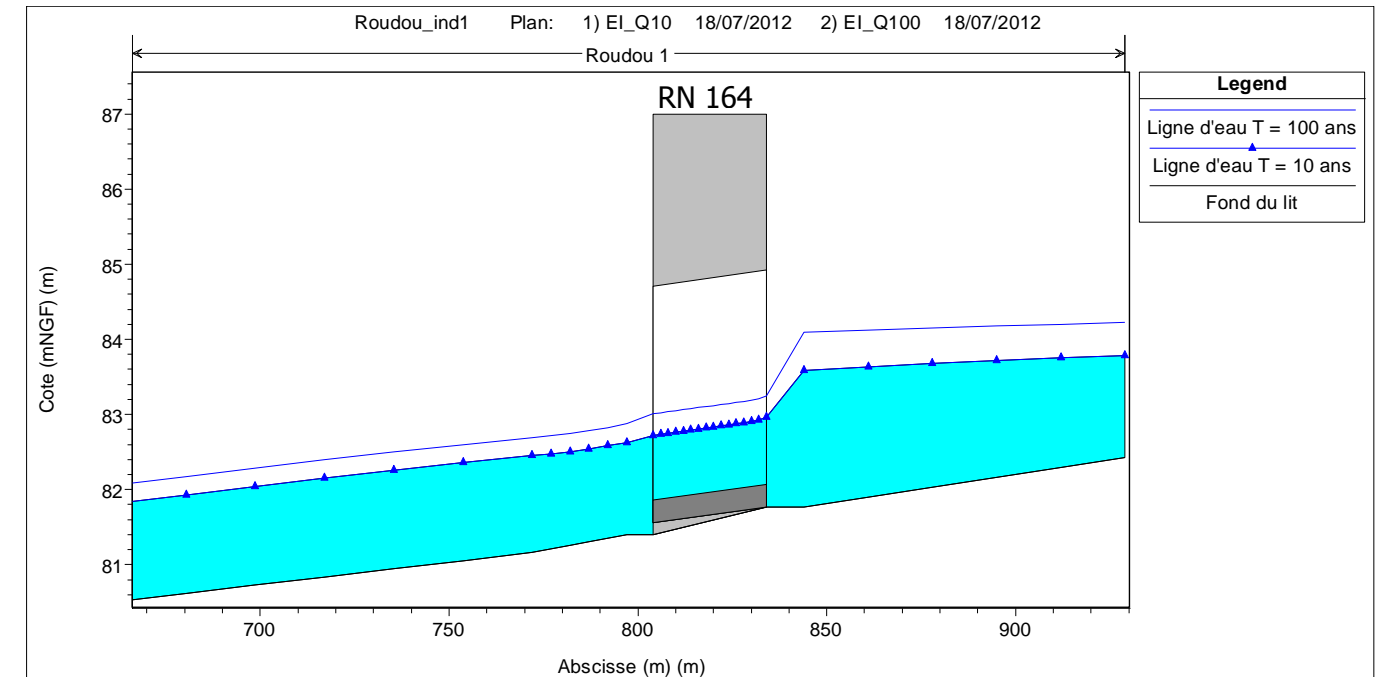


Figure 11 : Roudou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial

Il est constaté :

- Un fonctionnement à surface libre, avec un tirant d'air satisfaisant (au minimum 1,6 m) ;
- Des vitesses de 2,8 à 3,3 m/s ;
- Un remous généré par l'ouvrage relativement important (de l'ordre de 60 cm pour T = 100 ans), sans conséquence du fait de l'absence d'infrastructure ou de bâtis à l'amont de l'ouvrage.

Le fonctionnement de l'ouvrage est alors jugé satisfaisant.

3.5.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

Il est demandé par le maître d'ouvrage, bien que l'ouvrage actuel soit suffisant, d'étudier un redimensionnement d'un ouvrage neuf. Conformément aux préconisations des études faune/flore, il sera aménagé deux banquettes pour la franchissabilité de la petite faune.

L'ouvrage neuf proposé est un cadre de 3,5 x 3,0 m² avec banquette et comportant 0,5 m de lit naturel reconstitué, avec les caractéristiques suivantes :

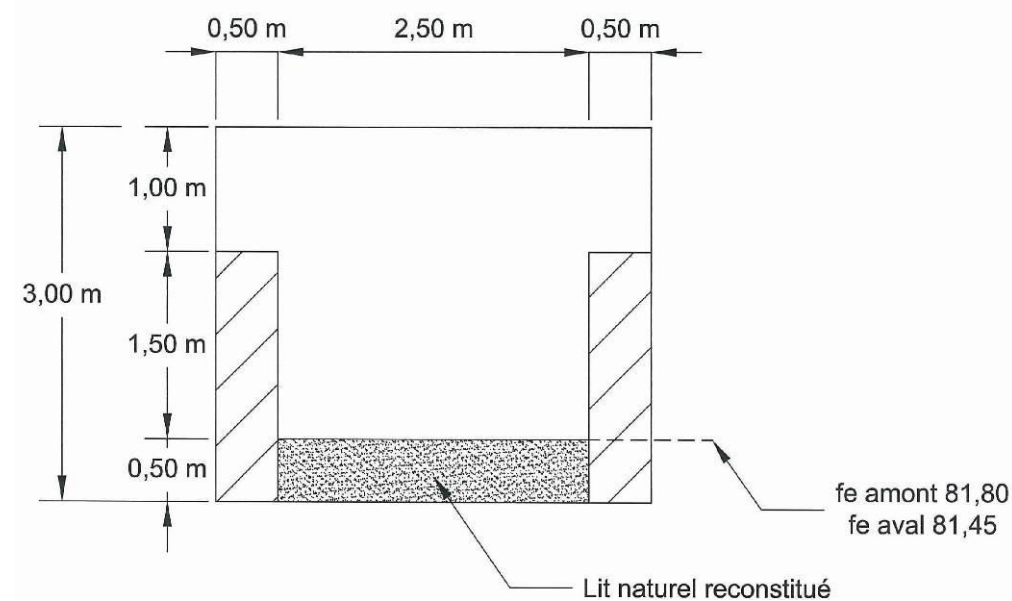


Figure 12 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Roudou

Le fil d'eau amont (fil d'eau du radier naturel reconstitué) est de 81.80 m NGF et le fil d'eau aval de 81.45 m NGF, ce qui permet de supprimer la chute existante en sortie de l'ouvrage.

Il est également considéré que l'entonnement amont et aval de l'ouvrage consistent en des murs en L disposés avec un biais par rapport à l'ouvrage (cela diminue les pertes de charge en entrée et sortie de l'ouvrage).

Dans ces conditions, la ligne d'eau est figurée ci-dessous :

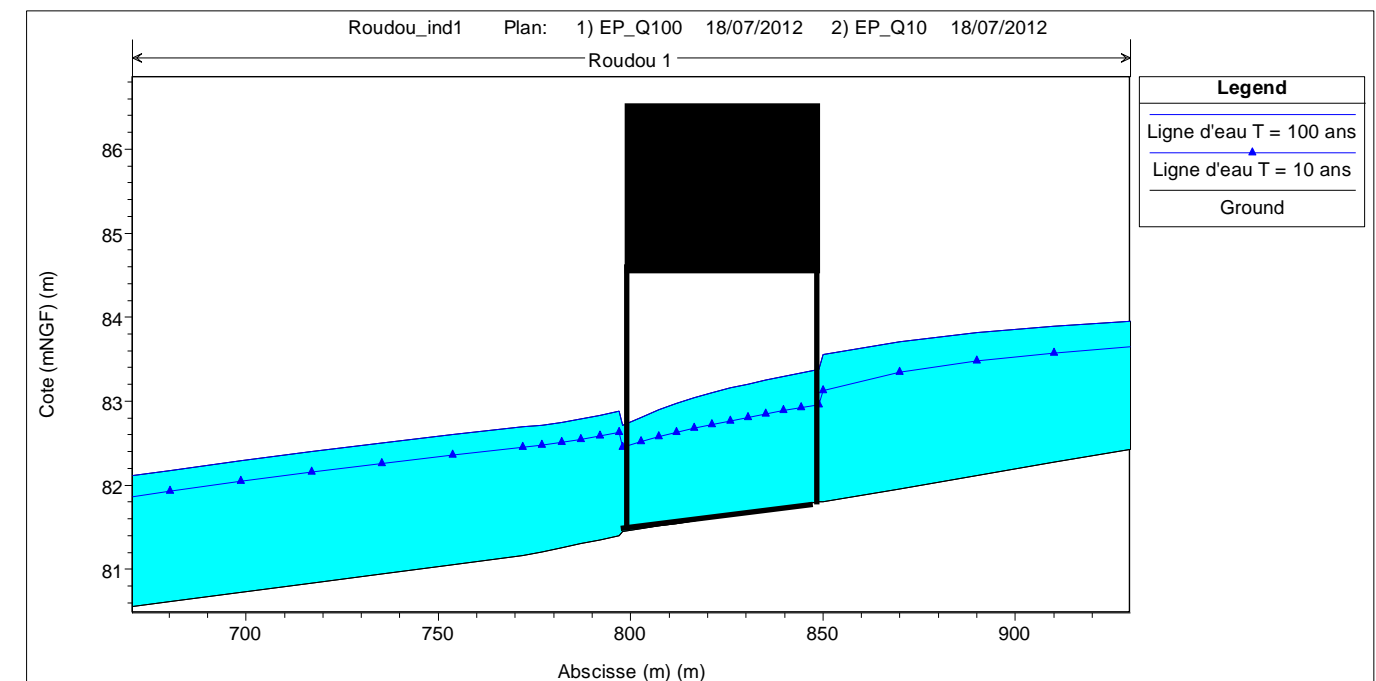


Figure 13 : Roudou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage - Etat projet

Il est constaté :

- Pour T = 10 ans :

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 83.59 m NGF pour l'état initial à 83,13 m NGF pour l'état projet). Cet abaissement induit un léger sur-débit en aval de l'ouvrage de 0,04 m³/s entrainant une élévation centimétrique des niveaux d'eau aval.

La banquette prévue dans l'ouvrage est hors d'eau et il persiste une revanche d'au moins 0,3 m entre le niveau de crue décennale dans l'ouvrage et le niveau de la banquette.

- Pour T = 100 ans

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 84,09 m NGF pour l'état initial à 83.55 m NGF pour l'état projet).

Cet abaissement induit un sur-débit en aval de l'ouvrage de 0,11 m³/s entrainant une élévation centimétrique des niveaux d'eau aval. Cette faible incidence sur les niveaux de crue est à mettre en relation avec l'importance de la zone inondable en aval de la RN 164.

La banquette prévue dans l'ouvrage est noyée.

Les vitesses d'écoulements sont de l'ordre de 3 m/s dans l'ouvrage avec un tirant d'air de 88 cm. Les vitesses d'écoulement obtenues nécessitent la mise en place de protection de berge en enrochement en amont et en aval de l'ouvrages.

Bien que l'ouvrage actuel soit suffisant d'un point de vue hydraulique, l'ouvrage projeté permet tout de même une amélioration du fonctionnement hydraulique global avec une diminution des niveaux d'eau amont tout en limitant l'aggravation des débits en aval.

De plus, la suppression de la chute en sortie d'ouvrage, la mise en place d'un lit naturel reconstitué en fond d'ouvrage et de banquettes permettant le passage de la faune semi-aquatique améliore le fonctionnement hydrobiologique du Roudou.

3.6. Le Kervaziou

3.6.1. Description du site

3.6.1.1. Contexte hydrographique général

Le Kervaziou, en amont du franchissement de la RN 164 draine une tête de bassin versant ; la vallée y est peu dessinée. Le cours d'eau comporte des parties rectilignes en amont et décrit des méandres sur la partie aval. A l'aval du franchissement de la RN 164, une vallée assez large et encaissée se dessine, jusqu'à la confluence avec l'Aulne. Le bassin versant drainé a une superficie de 6,1 km² au droit du franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne de 1,2 %. Notons également la forme plutôt « trapue » du bassin versant.

3.6.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

Au droit de la RN 164, le lit mineur du cours d'eau fait environ 3 m de large. L'ouvrage de franchissement consiste en une buse métallique Ø 1400. La RN 164 au droit du franchissement est en remblai, à environ 2,0 m au dessus du terrain naturel.

A environ 180 m à l'aval de la RN 164, deux ouvrages jumelés rétablissent le Kervaziou. Le premier est un pont abandonné constitué de deux ouvertures rectangulaires de 1 m de côté et permet de rétablir un chemin abandonné. Le second est constitué d'une voûte maçonnée de 2,0 m de large et 1,3 m de hauteur et permet de rétablir une voirie actuelle.

3.6.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.6.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : $K = 10$; lit majeur $K = 5$
- Ouvrage sous la RN 164 :
 - $K = 50$ (ouvrages métalliques ondulés)
 - $K_e = 0.9$

- Ouvrage sous la voirie et le chemin aval
 - $K = 35$ (ouvrages maçonnés)
 - $K_e = 0.9$

3.6.2.2. Résultats

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent ci-dessous :

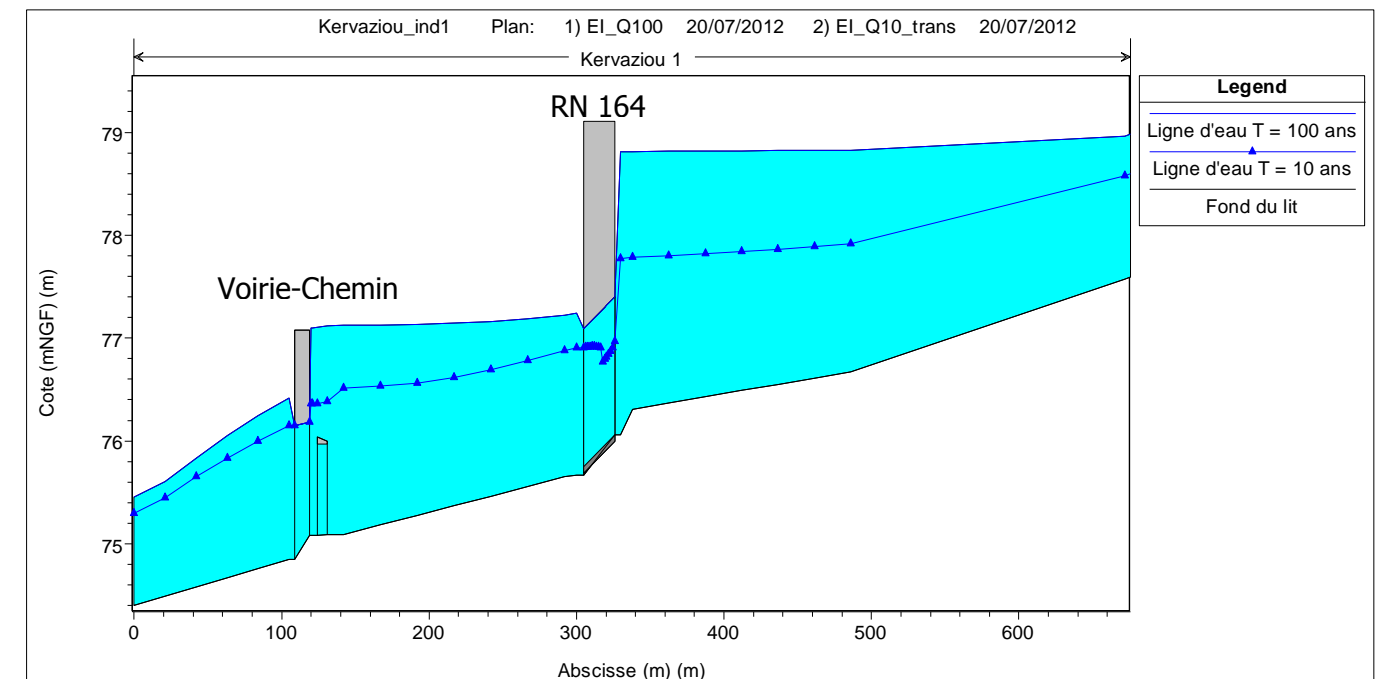


Figure 14 : Kervaziou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial

Il est constaté :

- Des vitesses allant de 2,9 à 3,65 m/s dans l'ouvrage hydraulique sous la RN 164 ;
- Un comportement acceptable pour une crue d'occurrence $T = 10$ ans au droit de la RN164. Le tirant d'air dans les ouvrages hydrauliques est à la limite de la règle de l'art. Le chemin aval est submergé et l'ouvrage sous la voirie locale fonctionne en charge ;
- Un ouvrage fonctionnant en charge pour $T = 100$ ans, sans surverse sur la RN164. Plus en aval, l'ouvrage de la voirie actuelle est en charge et à la limite de la surverse.

L'ouvrage est donc jugé insuffisant, car il est diagnostiqué une mise en charge pour une crue d'occurrence T = 100 ans.

Remarquons que l'ouvrage de la voirie aval est en charge à la limite de la surverse.

Remarquons également que lors de la modélisation en régime permanent, il avait été diagnostiqué une surverse sur la RN 164 pour une crue d'occurrence T = 100 ans. La différence de diagnostic est due au fait que l'ouvrage modélisé joue un rôle d'écrêtement, qui est négligé en régime permanent. Le régime transitoire tient compte de cet écrêtement et transcrit au mieux la réalité des écoulements.

3.6.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

Il est pris pour parti de pré-dimensionner un ouvrage neuf, avec banquettes pour la franchissabilité de la petite faune.

Les dimensions de l'ouvrage sont déterminées en tenant compte des problématiques de couverture de l'ouvrage, de la présence d'une voirie en aval et de préconisation faune/flore.

Ainsi, l'ouvrage neuf proposé est un cadre de 2 x 2,75 m² avec banquette et comportant 0,45 m de lit naturel reconstitué. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont présentées dans la coupe ci-dessous.

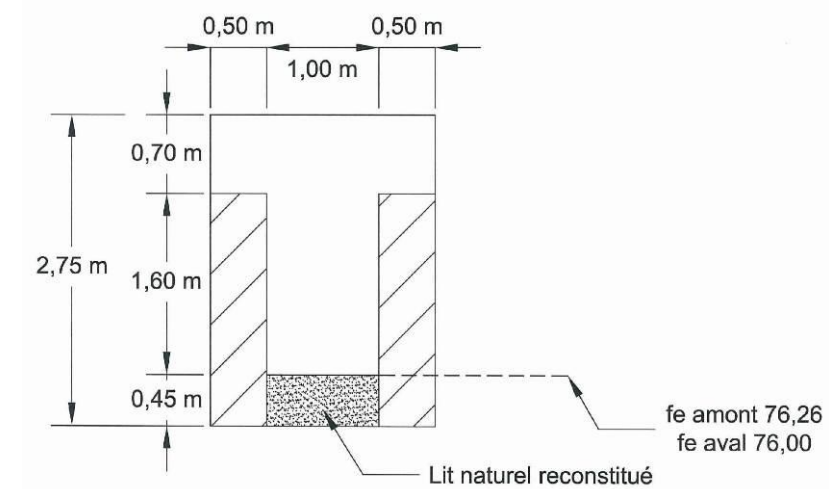


Figure 15 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Kervaziou

Le fil d'eau amont (fil d'eau du lit naturel reconstitué) est de 76,26 m NGF et le fil d'eau aval de 76,00 m NGF.

La mise en place de l'ouvrage présenté ci-dessus induit un sur débit en aval de la RN164 pouvant entraîner une surverse sur la voirie en aval. Afin d'éviter l'inondation de la voirie en aval, des aménagements complémentaire doivent être réalisés. Ceux-ci consistent en :

- La destruction de l'ouvrage du chemin abandonné ;
- Remplacement de l'ouvrage sous la voirie par un cadre de 2,5 x 2 m² comportant 0,5 m de lit naturel reconstitué. Les fils d'eau de l'ouvrage futur (fil d'eau du radier naturel reconstitué) seront identique à ceux de l'ouvrage existant à savoir, fil d'eau amont à 74,88 m NGF et fil d'eau aval à 74,85 m NGF.

Il est également considéré que l'entonnement amont et aval des ouvrages neufs consiste en des murs en L disposés avec un biais par rapport à l'ouvrage (cela diminue les pertes de charge en entrée et sortie de l'ouvrage).

Dans ces conditions, la ligne d'eau est figurée ci-dessous :

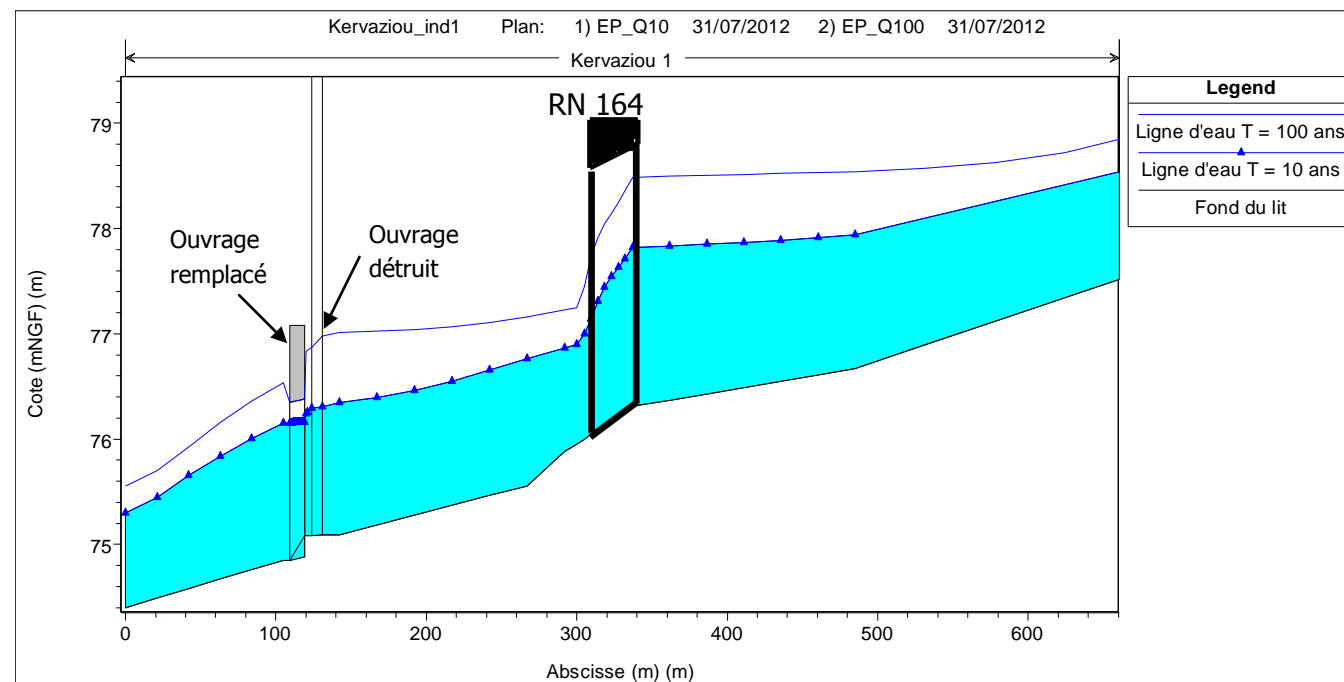


Figure 16 : Kervaziou : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet

Il est constaté :

- Pour T = 10 ans :

Une augmentation de la ligne d'eau en amont de la RN164 (passe de 77,78 m NGF pour l'état initial à 77,82 m NGF pour l'état projet). Cet exhaussement des niveaux d'eaux n'entraîne pas d'inondation de la RN164 et entraîne un écrêtement des faibles débits de crue (jusqu'à T = 10 ans) favorable pour l'aval.

La banquettes prévue dans l'ouvrage est hors d'eau et il persiste une revanche d'au moins 0,15 m entre le niveau de crue décennale dans l'ouvrage et le niveau de la banquettes. De plus, il existe un tirant d'air de 0,7 m entre le niveau de la banquettes et la partie supérieure de l'ouvrage.

L'ouvrage neuf sous la voirie locale fonctionne à surface libre avec un tirant d'air de 0,22 m.

- Pour T = 100 ans

En amont de la RN164, on note un abaissement notable de la ligne d'eau (elle passe de 78,81 m NGF pour l'état initial à 78,49 m NGF pour l'état projet), qui laisse une revanche d'environ 0,9 m par rapport au point bas du projet routier fixé à 79,37 mNGF. Cet abaissement induit un sur-débit en aval de l'ouvrage de la RN164 de 1,90 m³/s.

Concernant les écoulements dans l'ouvrage sous la RN164, il est constaté :

- La banquettes prévue dans l'ouvrage est noyée ;
- Une vitesse de l'ordre de 3,65 m/s dans l'ouvrage. Les vitesses d'écoulement obtenues nécessitent la mise en place de protection de berge en enrochement en amont et en aval de l'ouvrages ;
- Un tirant d'air de 30 cm.

Entre la RN164 et la voirie, on note un abaissement de la ligne d'eau centennale de près de 0,1 m entraînant un sur-débit en aval de l'ouvrage de la RN164 de 1,77 m³/s soit une augmentation de près de 30% du débit.

Concernant les écoulements dans l'ouvrage sous la RN164, il est constaté :

- Un fonctionnement en charge sans toutefois créer d'inondation de la voirie aval, il persiste un revanche minimale de 0,25 m. Ainsi, le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage est amélioré ;
- Une vitesse de l'ordre de 1,9 m/s dans l'ouvrage. Les vitesses d'écoulement obtenues nécessitent la mise en place de protection de berge en enrochement en amont et en aval de l'ouvrage.

Le sur-débit en aval de la voirie locale entraîne un exhaussement maximal des niveaux de crue centennales aval de 9 cm. Toutefois, l'exhaussement de ces niveaux de crue n'entraîne pas de risque d'inondation de zones à enjeux fort (bâtis, voirie,...).

Nota : Afin d'augmenter le tirant d'air, il aurait pu être dimensionné un ouvrage plus « haut », mais la couverture de l'ouvrage est limitée par le profil en long de la voirie projetée. Dans le cas du présent ouvrage, la couverture est d'environ 80 cm. Il aurait également pu être dimensionné un ouvrage plus large, mais dans ce cas, l'incidence en aval de l'ouvrage aurait été plus importante.

Les ouvrages projetés permettent une amélioration du fonctionnement hydraulique de l'ensemble des ouvrages et une sécurisation des usagers en supprimant les risques d'inondation de la RN164 et de la voirie. De plus, la mise en place d'un lit naturel reconstitué en fond d'ouvrage et de banquettes permettant le passage de la faune semi-aquatique améliore le fonctionnement hydrobiologique du Kervaziou

Les aménagements projetés induisent toutefois une élévation maximale des niveaux de crue centennale en aval de la voirie locale de 9 cm. Cependant, l'exhaussement de ces niveaux de crue n'entraîne pas de risque d'inondation de zones à enjeux fort (bâties, voirie,...).

3.7. L'Affluent rive gauche du Ster Goanez

3.7.1. Description du site

3.7.1.1. Contexte hydrographique général

L'affluent rive gauche du Ster Goanez est étroitement imbriqué avec la RN 164. En effet, la nationale franchit 3 fois le cours d'eau avant de confluer avec le Ster Goanez, du fait que la RN 164 s'inscrit dans la vallée du cours d'eau.

Le bassin versant drainé a une superficie de 1,0 km² au droit du dernier franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne de 2,9 %

3.7.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

De l'amont vers l'aval :

- En amont de la RN164, le cours d'eau s'inscrit dans une vallée peu marquée où il est franchit par un chemin reliant la RN164 et le lieu-dit « Langalet ». L'ouvrage de franchissement est un cadre maçonné de 0,45 x 0,45 m² ;
- Le premier franchissement sous la RN164 consiste en une buse béton Ø 500. A partir de ce franchissement, l'affluent s'inscrit dans une vallée assez étroite et encaissée, jusqu'au lit majeur du Ster Goanez. Cependant, le thalweg est alors majoritairement occupé par la RN 164. Au droit de ce franchissement, il existe lors de fort évènement pluvieux, une surverse en direction du fossé d'assainissement pluviale de la voirie. Celui-ci constitue une second axe d'écoulement en crue (dénommé branche Nord par la suite) ;
- Entre le premier franchissement et le deuxième franchissement, le cours d'eau longe alors par le Sud la RN 164 (dénommé branche Sud par la suite). Le « lit mineur » du cours d'eau transite par une buse béton Ø 500 ;
- Le deuxième franchissement consiste en une buse béton Ø 600 ;
- Entre le deuxième et le troisième franchissement, le cours d'eau longe alors par le Nord la RN 164. Celle-ci passe progressivement en remblai et délimite ainsi le lit majeur du cours d'eau.
- Le dernier franchissement consiste en une buse béton Ø 800 ;
- A l'aval du dernier franchissement, le cours d'eau s'inscrit dans le lit majeur du Ster Goanez, avec lequel il conflue environ 180 m à l'aval du dernier franchissement.

3.7.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.7.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : K = 10 ; lit majeur K = 5
- Ouvrage amont :
 - K = 35 (ouvrage maçonné avec fond et parois rugueuse)
 - Ke = 0,9
- Ouvrages sous la RN 164 :
 - K = 70 (ouvrages béton)
 - Ke = 0,9

3.7.2.2. Résultats

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent ci-dessous. Il a été modélisé les deux branches Sud et Nord de part et d'autre de la RN 164 entre le premier et le deuxième ouvrage de franchissement. La branche Sud correspond au lit mineur, et la branche Nord au fossé Nord de la RN 164 pouvant également faire transiter les débits lors des crues. La première figure représente L'écoulement passant par la branche Nord, et la deuxième figure représente l'écoulement passant par la branche Sud.

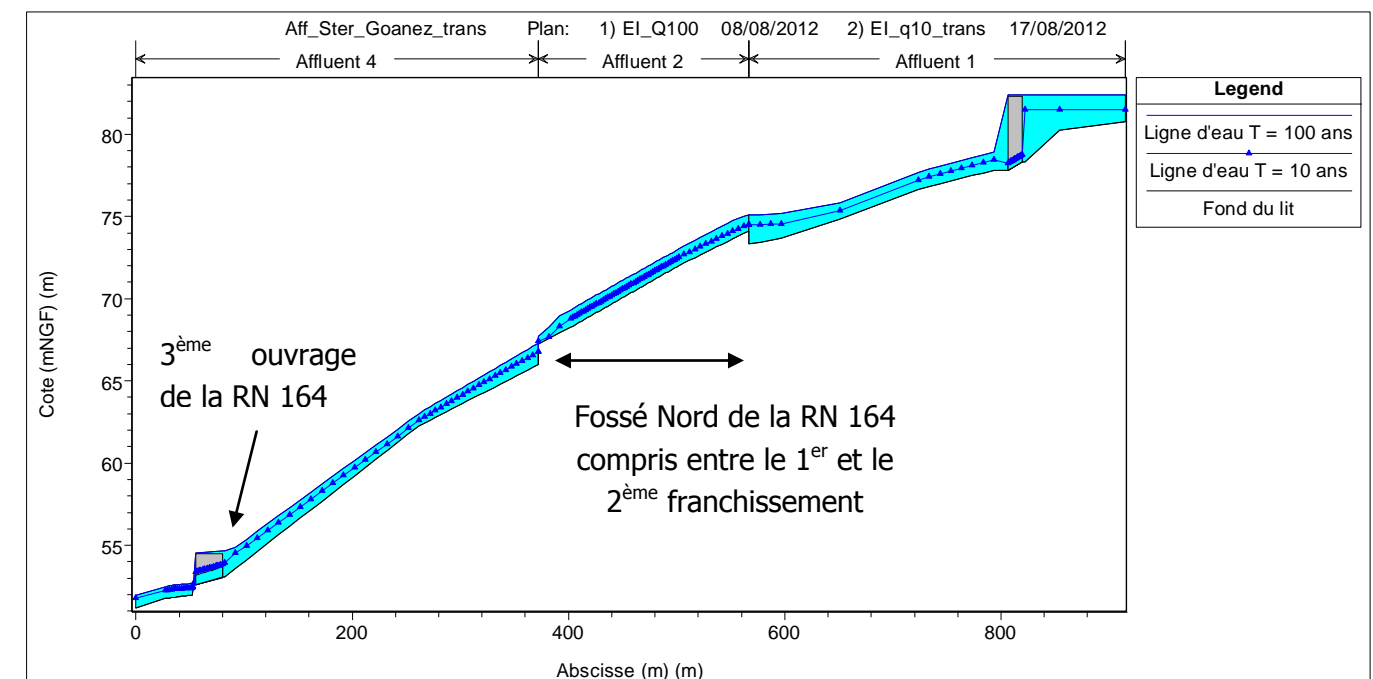


Figure 17 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Nord – Etat initial

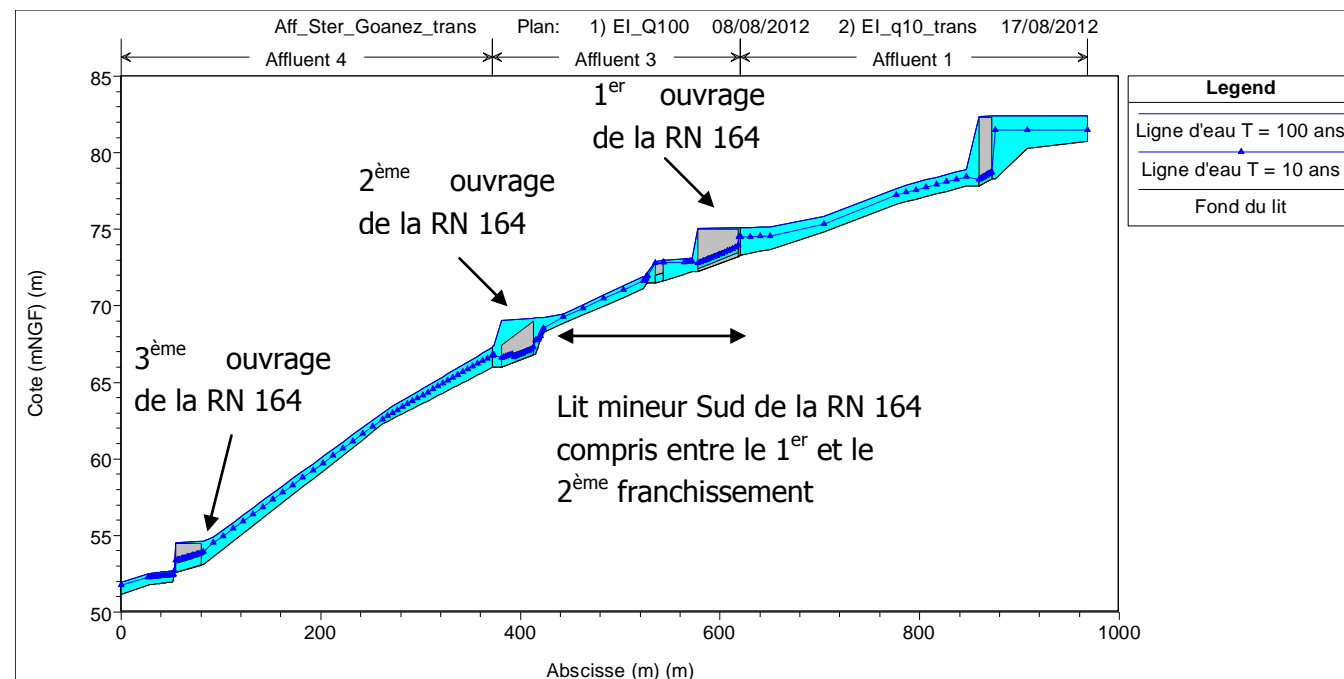


Figure 18 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Sud – Etat initial

IL est constaté :

- En amont de la voirie locale

La voirie en amont du premier ouvrage de la RN164 étant en remblais avec un ouvrage de rétablissement limitant (cadre de 0,45 x 0,45 m²), il existe un fort écrêtement des petits débits de crue. Pour T = 10 ans, le débit passe de 1,6 m³/s en amont de cette voirie à 0,65 m³/s en aval. Pour T = 100 ans, le débit passe de 4,2 m³/s en amont de cette voirie à 3,4 m³/s en aval. Pour la crue centennale, l'écrêtement est moindre car la voirie est submergée.

- En amont immédiat de l'ouvrage n° 1:

Une partie du débit transite par le Ø 500 (de débit capable d'environ 0,45 m³/s) pour rejoindre le lit mineur Sud. Néanmoins, la grande partie du débit (0,2 m³/s pour T = 10 ans et 1,9 m³/s pour T = 100 ans) se dirige vers le fossé Nord de la RN 164.

Contrairement à la situation en crue décennale, il existe pour une crue T = 100 ans une surverse par-dessus l'ouvrage n°1. Le niveau d'eau sur la voirie est alors d'une dizaine de centimètres.

- Entre l'ouvrage n° 1 et l'ouvrage n° 2:

Pour T = 10 ans, les écoulements dans le lit mineur Sud sont débordants et les niveaux d'eau sont proches de ceux de la chaussée. L'ouvrage intermédiaire présent sur le lit mineur est en charge avec une surverse sur celui-ci. L'ouvrage n°2 quant à lui fonctionne en charge sans surverse.

Pour T = 100 ans, l'écoulement ayant emprunté le fossé Nord surverse par-dessus la RN 164 pour rejoindre le lit mineur au Sud de la RN 164. La route est alors inondée avec un niveau d'eau sur la chaussés de 10 à 15 cm. Il est également constaté une surverse au droit du deuxième franchissement.

- Entre l'ouvrage n° 2 et l'ouvrage n° 3:

L'écoulement longe alors la RN 164 par le Nord sans la submerger. Au niveau du troisième ouvrage de franchissement, une partie du débit transite par le Ø 800 (environ 1,5 m³/s) et passe ainsi du côté Sud de la RN 164, alors qu'une autre partie du débit (environ 2 m³/s pour T = 100 ans) rejoint le Ster Goanez en longeant la RN 164 par le Nord. Il existe également des risques d'inondation de la voirie par surverse sur l'ouvrage n°3.

Le fonctionnement hydraulique global est jugé non satisfaisant, avec des mises en charge d'ouvrage pour T = 10 ans et des inondations de la RN 164 pour T = 100 ans.

Nota : Comme envisagé lors de l'étude de pré-dimensionnement (modélisation en régime permanent), l'écrêtement réalisé en amont de la RN164 au niveau de l'ouvrage de type dalot de 0,45 X 0,45 m² ne modifie pas le caractère insuffisant des ouvrages hydrauliques associés à la RN 164. Ceci est notamment dû à la trop faible capacité de stockage (notamment pour T = 100 ans) en amont de la voirie locale reliant la RN164 et le lieu-dit « Langalet » entraînant une submersion de celle-ci et donc des débits importants en aval.

3.7.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

La situation hydraulique schématique est présentée ci dessous :

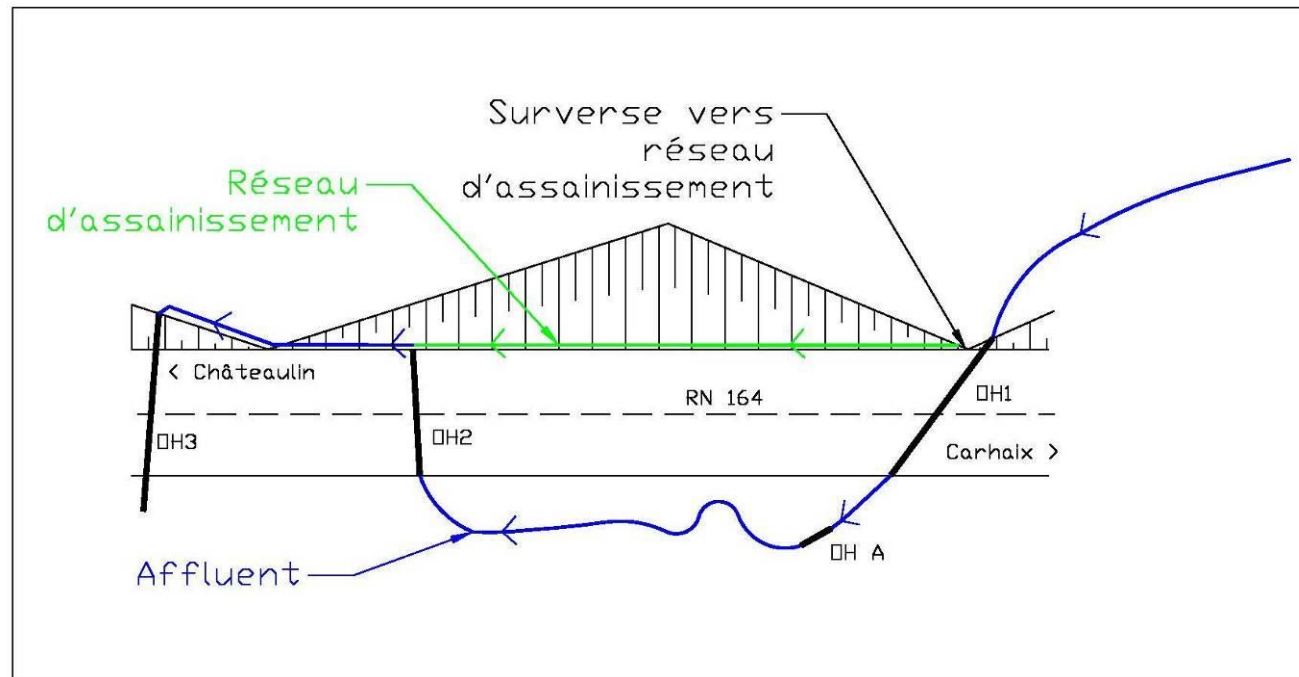


Figure 19 : Schéma de principe du fonctionnement hydraulique

Nous avons vu lors de l'état initial que les OH n° 1, 2 et 3 sont globalement sous dimensionnés et qu'une surverse se produit en amont de l'OH 1 vers le réseau d'assainissement.

Il est proposé pour l'état projet :

- De faire transiter au maximum les écoulements dans le lit naturel de l'affluent tout en prenant garde de ne pas entrainer de risque de surverse sur la voirie ;
- D'utiliser le réseau d'assainissement pour évacuer le débit excédentaire ne pouvant transiter par le lit naturel de l'affluent (et donc sans faire traverser deux fois la route aux écoulements).

Afin de faire transiter les petits débits de crue par le lit mineur de l'affluent (environ jusqu'à 1,5 m³/s soit légèrement inférieur à T = 10 ans), les ouvrages suivants sont alors nécessaires :

- OH1 : Buse Ø 1000 – pente 2,5 % ;
- OH A : Dalot 1,25 x 1,25 m² - pente 2,5 % ;
- OH 2 : Dalot 1,25 x 1,25 m² - pente 2,5 % ;
- Cote de la surverse entre l'OH1 et le réseau d'assainissement : 74,20 mNGF.

Nota : Les pentes retenues pour les ouvrages 1, 2 et A ont été définies de manière à respecter la pente naturelle du cours d'eau. De plus, les ouvertures des ouvrages ont été optimisées afin de respecter un couverture de 0,8 m sous la RN 164.

Afin de faire transiter les débits excédentaires, dont le débit centennal, sans désordre sur la voirie, les fossés devront avoir les caractéristiques suivantes :

- Fossé entre l'OH 1 et l'OH 2
 - Coté Nord de la voirie (actuel fossé d'assainissement) : mise en place d'un fossé trapézoïdal, de 0,5 m au plafond, de 0,8 m de haut et de largeur en gueule 3,0 m (soit de pente de talus de 3H/2V). Sa pente sera de 4 %.
 - Coté Sud de la voirie : aucune modification du lit mineur de l'affluent n'est envisagée.
- Fossé entre l'OH 2 et l'OH 3
 - Fossé trapézoïdal (qui est en fait le lit mineur), de 1,0 m au plafond, de 1,0 m de haut et de largeur en gueule 4.0 m (soit de pente de talus de 3H/2V). Sa pente sera de 4,5 %.
- L'OH 3 pourra consister en un dalot de 2,5 m de large sur 1,25 m de hauteur afin de faire transiter l'intégralité du débit centennal. Sa pente sera de 4 %.

Pour résumer, les aménagements projetés sont les suivants :

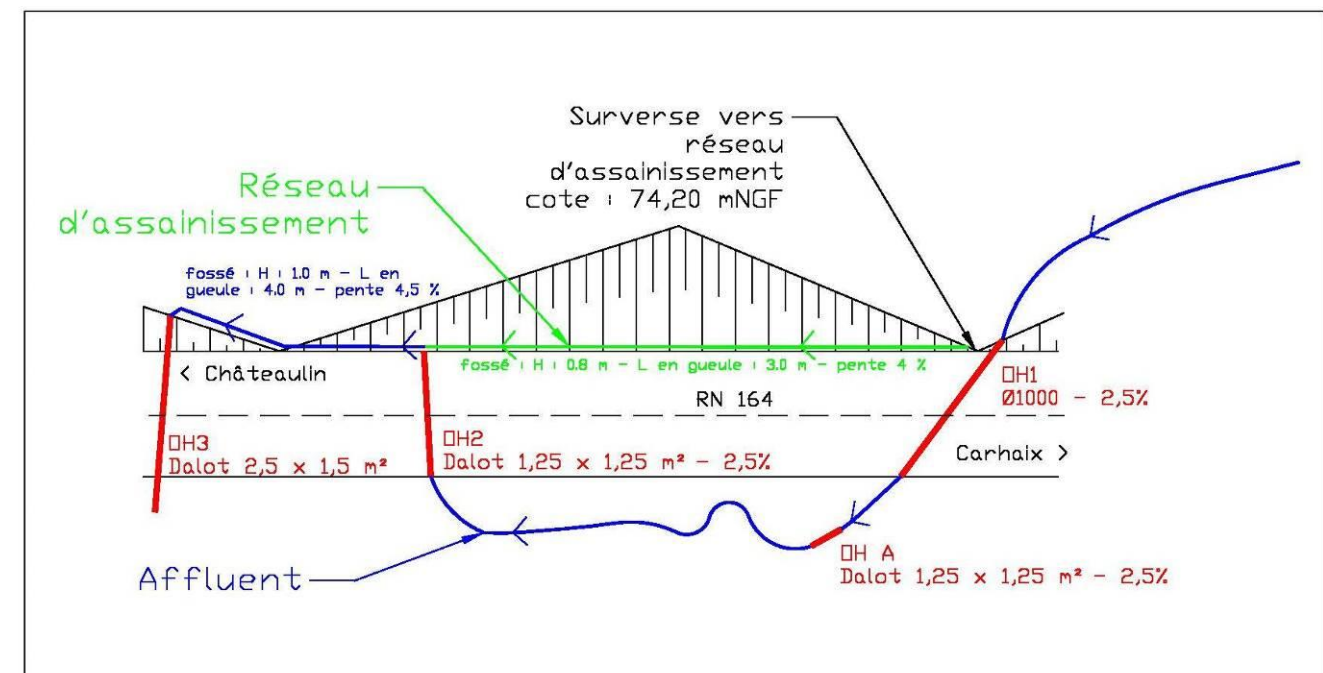


Figure 20 : Schéma de principe du fonctionnement hydraulique – ouvrages proposés

Dans ces conditions, les lignes d'eau dans les deux fossés sont figurées ci-dessous :

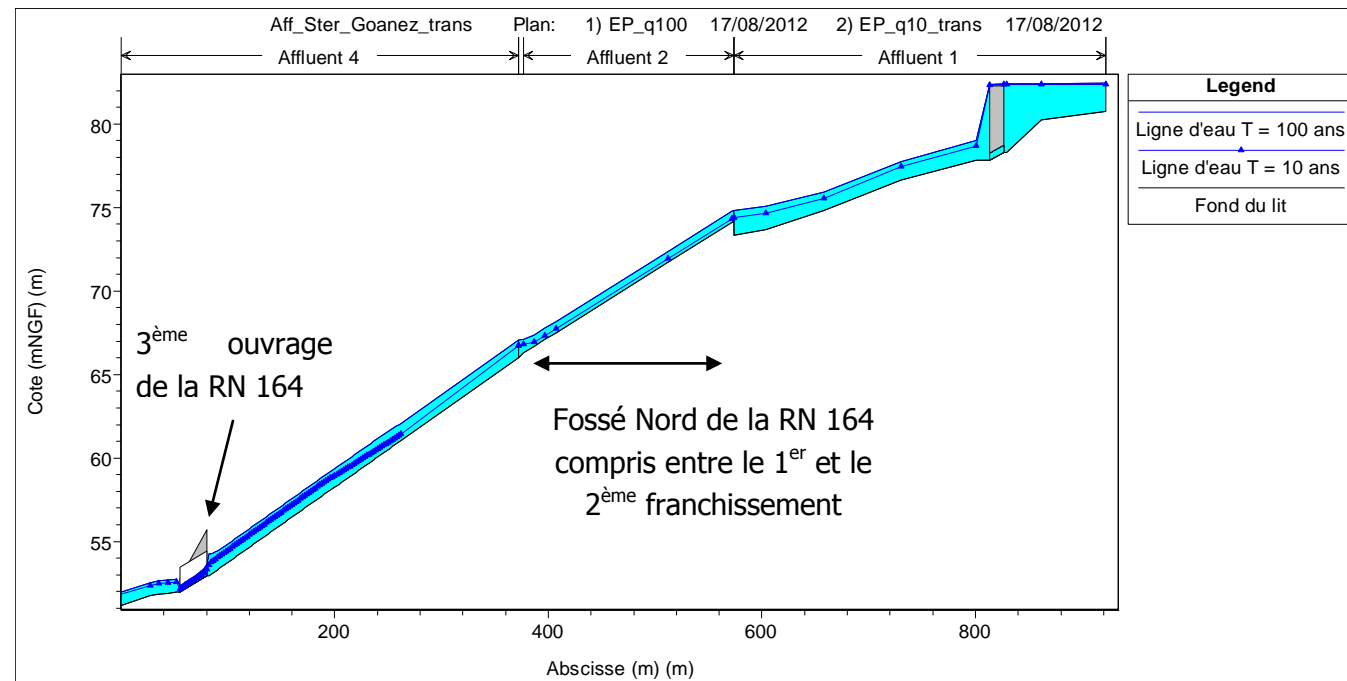


Figure 21 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Nord - Etat projet

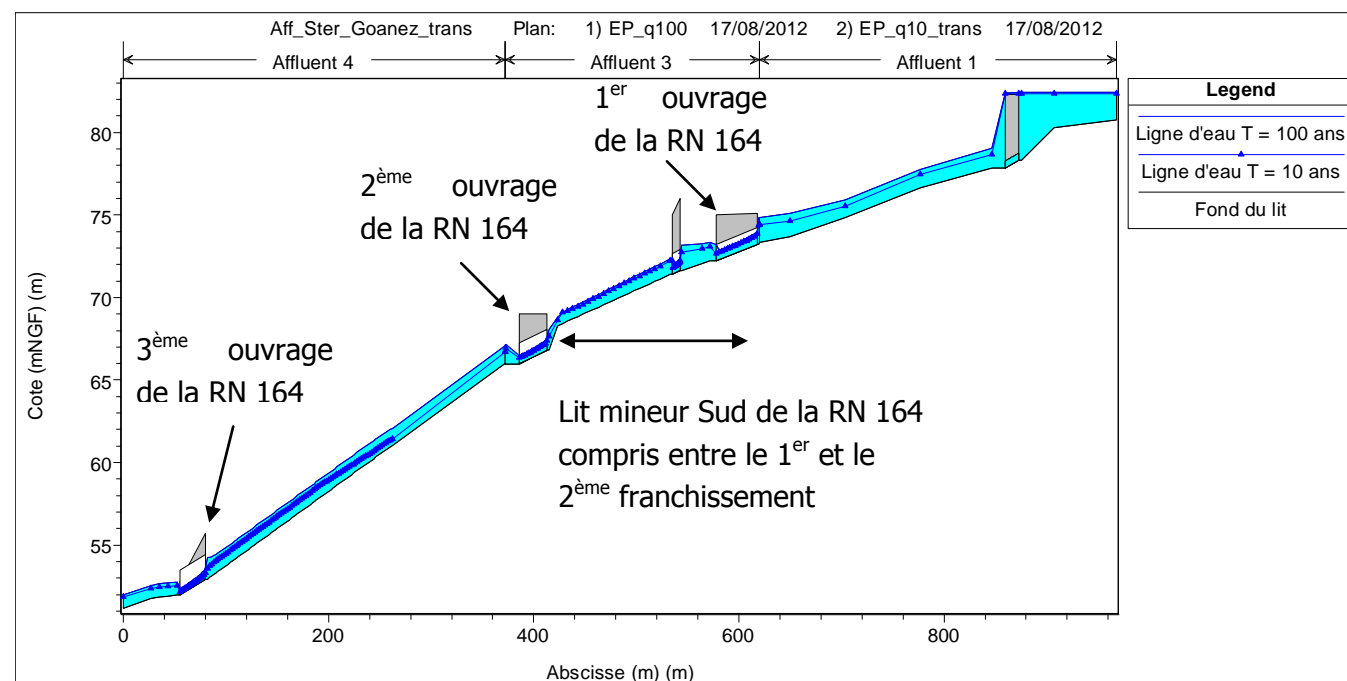


Figure 22 : Affluent du Ster Goanez : Lignes d'eau dans le fossé Sud - Etat projet

Au final, les aménagements projetés permettent de faire transiter les débits de crue décennale et centennale de l'affluent de la Ster Goanez sans entrainer de risque d'inondation de la RN 164. Il persiste au minimum une revanche de 10 cm entre les niveaux de crue centennale et la chaussée.

Ils induisent cependant un sur débit à l'aval de la RN 164 (en aval de l'OH 3), au niveau de la confluence avec la Ster Goanez d'environ 30%, entrainant un exhaussement des niveaux de crue centennale de 4 cm. En l'absence d'enjeux (bâties, infrastructures,...) en aval de l'OH3, l'exhaussement des niveaux d'eau est jugé sans conséquence.

Les vitesses d'écoulements dans le fossé Nord entre l'OH n°1 et 2 sont, du fait des faibles débits y transitant, de l'ordre du 2 m/s en crue centennale. Ainsi, Les vitesses d'écoulements dans le fossé Nord entre l'OH n°2 et 3 sont nettement plus importante et peuvent atteindre 4 m/s en crue centennale. Dans cette situation, il est nécessaire de prévoir la mise en place d'enrochement (ou autre système de protection) pour lutter contre les risques d'érosion de ce fossé.

Concernant les écoulements dans les ouvrages hydrauliques lors d'une crue centennale, les tirants d'air dans les différents ouvrages sont :

- OH 1 : tirant d'air de 20 cm ;
- OH A et OH 2 : tirant d'aire de 47 cm ;
- OH 3 : tirant d'air de 55 cm.

Nota : Afin d'augmenter le tirant d'air dans l'OH 1, il aurait pu être dimensionné un ouvrage plus « haut » ou plus large. Mais dans ce cas, les débits transitant par le fossé Sud auraient été augmentés et du fait de la capacité hydraulique limitée de ce dernier auraient entraîné une surverse sur la RN 164 en crue centennale.

Les ouvrages projetés permettent une amélioration du fonctionnement hydraulique de l'ensemble des ouvrages et une sécurisation des usagers en supprimant les risques d'inondation de la RN164. Les aménagements projetés induisent une élévation maximale des niveaux de crue centennale en aval de la voirie locale de 4 cm. Cependant, l'exhaussement de ces niveaux de crue n'entraîne pas de risque d'inondation de zones à enjeux fort (bâties, voirie,...).

3.8. Le Ster Goanez

3.8.1. Description du site

3.8.1.1. Contexte hydrographique général

Le Ster Goanez est le cours d'eau le plus significatif intercepté par le projet. Il s'inscrit dans une large vallée (80 m à 200 m de large), tantôt bordée de coteaux abrupts, tantôt bordée de coteaux peu dessinés. Le cours d'eau méandre sur la majeure partie de son cours. Le bassin versant drainé a une superficie de 70 km² au droit du franchissement de la RN 164, pour une pente moyenne dans sa partie aval de 0,5 % environ.

3.8.1.2. Contexte hydrographique au droit de la RN 164

Au droit de la RN 164, le lit mineur du cours d'eau fait environ 10 m de large. L'ouvrage de franchissement consiste en une buse Armco confortée de largeur 4,0 m environ et de hauteur 3,0 m environ.

La RN 164 au droit du franchissement est en remblai, à environ 3 m au dessus du terrain naturel.

A environ 80 m à l'amont de la RN 164, un chemin en remblai barre la vallée de la Ster Goanez. L'ouvrage de franchissement est un ouvrage voûte maçonnée de 6,0 m de large et 5,0 m de hauteur.

Notons la présence de deux ouvrages de décharges rive gauche (un Ø 400 et un Ø 500), notablement colmatés (terre, déchets de maïs...). Ces ouvrages ne seront pas pris en compte lors des calculs.

3.8.2. Diagnostic du fonctionnement actuel

3.8.2.1. Hypothèses prises :

- Lit mineur : $K = 15$; lit majeur $K = 5$
- Ouvrage sous la RN 164 :
 - $K = 35$ (ouvrages avec fond rugueux et parois lisses)
 - $K_e = 0.9$

- Ouvrage sous le chemin amont
 - $K = 35$ (ouvrages maçonnés avec fond rugueux)
 - $K_e = 0.9$

3.8.2.2. Résultats

Les résultats en termes de lignes d'eau figurent ci-dessous.

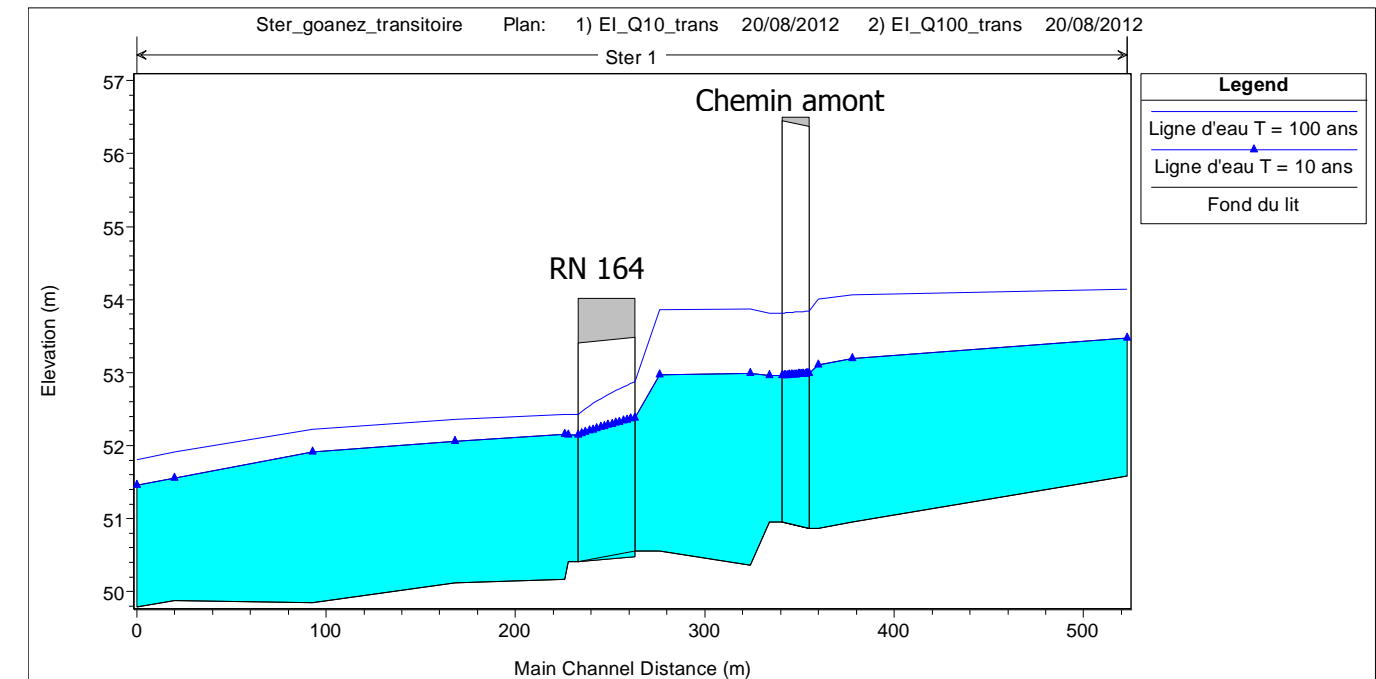


Figure 23 : Ster Goanez : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat initial

Il est constaté :

- Un fonctionnement satisfaisant pour une occurrence $T = 10$ ans, avec des vitesses dans l'ouvrage de l'ordre de 2,6 m/s. Le tirant d'air est également satisfaisant (1,1 m environ).
- Un fonctionnement satisfaisant pour une occurrence $T = 100$ ans, avec des vitesses dans l'ouvrage de l'ordre de 3,6 m/s. Le tirant d'air est également satisfaisant (0,60 m environ).

Le fonctionnement de l'ouvrage est jugée satisfaisant.

Remarquons que lors de la modélisation en régime permanent, il avait été diagnostiqué une surverse sur la RN 164 pour une crue d'occurrence $T = 100$ ans. Lors de cette modélisation, l'ouvrage amont n'avait pas été modélisé. Or, celui-ci barre totalement la vallée de la Ster Goanez et du fait de l'importance de la zone inondable en amont de cet ouvrage induit un écrêtement important des crues en amont de la RN 164. Ainsi, l'ouvrage hydraulique sous la RN 164 apparaît comme suffisant.

3.8.3. Proposition d'ouvrage pour l'état projet

Il est pris pour parti, comme préconisé par l'étude faune/flore, de dimensionner un ouvrage neuf sans banquettes. En effet, l'étude faune/flore réalisée conclue à la nécessité de créer un ouvrage de franchissement pour la faune semi-aquatique et terrestre distinct de l'ouvrage de restitution des écoulements de la Ster Goanez. Afin de ne pas influencer les écoulements en crue, il devra être calé au dessus des niveaux de crue centennale, soit au minimum à la cote 52,90 mNGF (dans le cas contraire il sera nécessaire d'effectuer une modélisation hydraulique complémentaire afin de quantifier l'incidence de la création du passage faune sur les écoulements en crue).

L'ouvrage neuf proposé est un cadre de 4,0 m x 3,5 m comportant 0,5 m de lit naturel reconstitué. Le fil d'eau amont (fil d'eau du radier naturel reconstitué) est de 50,56 m NGF et le fil d'eau aval de 50,17 m NGF. Il est également considéré que l'entonnement amont et aval de l'ouvrage consistent en des murs en L disposés avec un biais par rapport à l'ouvrage (cela diminue les pertes de charge en entrée et sortie de l'ouvrage).

Parallèlement à cet ouvrage, il sera remplacé les buses de décharge sous la RN 164 par deux $\varnothing 800$ de fil d'eau amont 51.50 m NGF. Le fil d'eau des ouvrages de décharge est fixé 0,5 m sous le niveau du terrain naturel pour permettre un meilleur entonnement à l'entrée des ouvrages et ainsi améliorer leur efficacité.

L'implantation des aménagements est indiquée dans le schéma ci-contre :

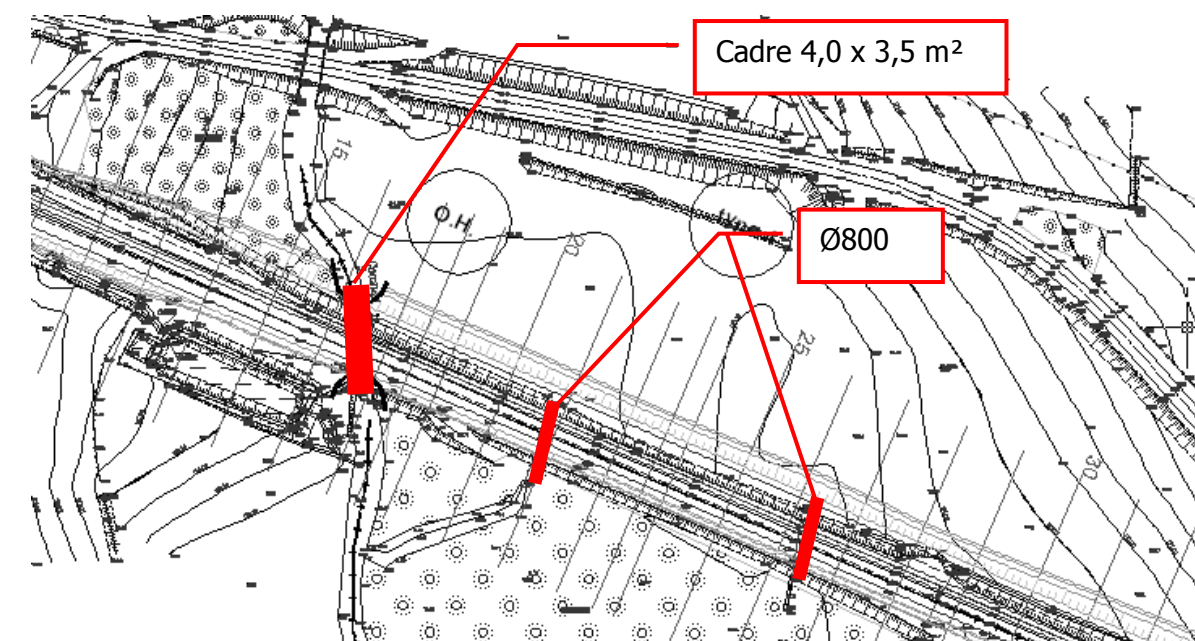


Figure 24 : Implantation des aménagements sur la Ster Goanez

Les caractéristiques géométriques des ouvrages sont indiquées sur la coupe suivante :

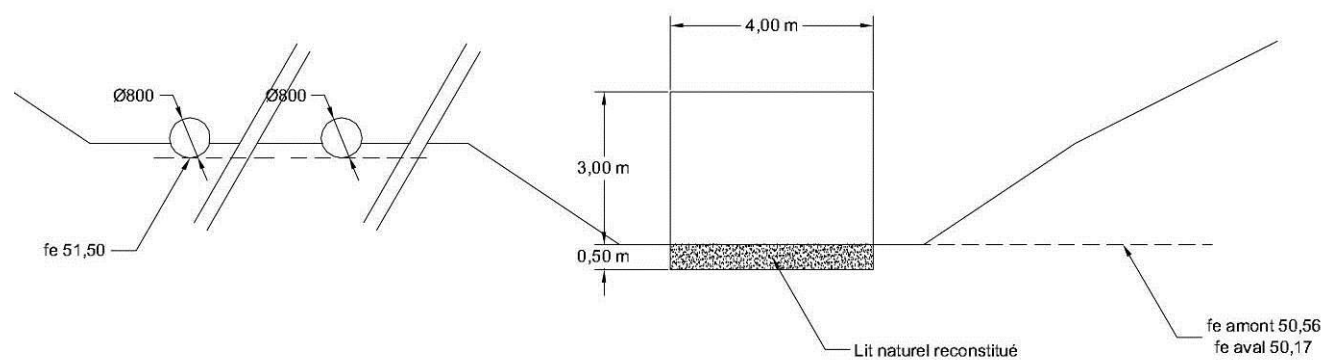


Figure 25 : Coupe de l'ouvrage proposé pour le Ster Goanez

Dans ces conditions, la ligne d'eau est figurée ci-dessous :

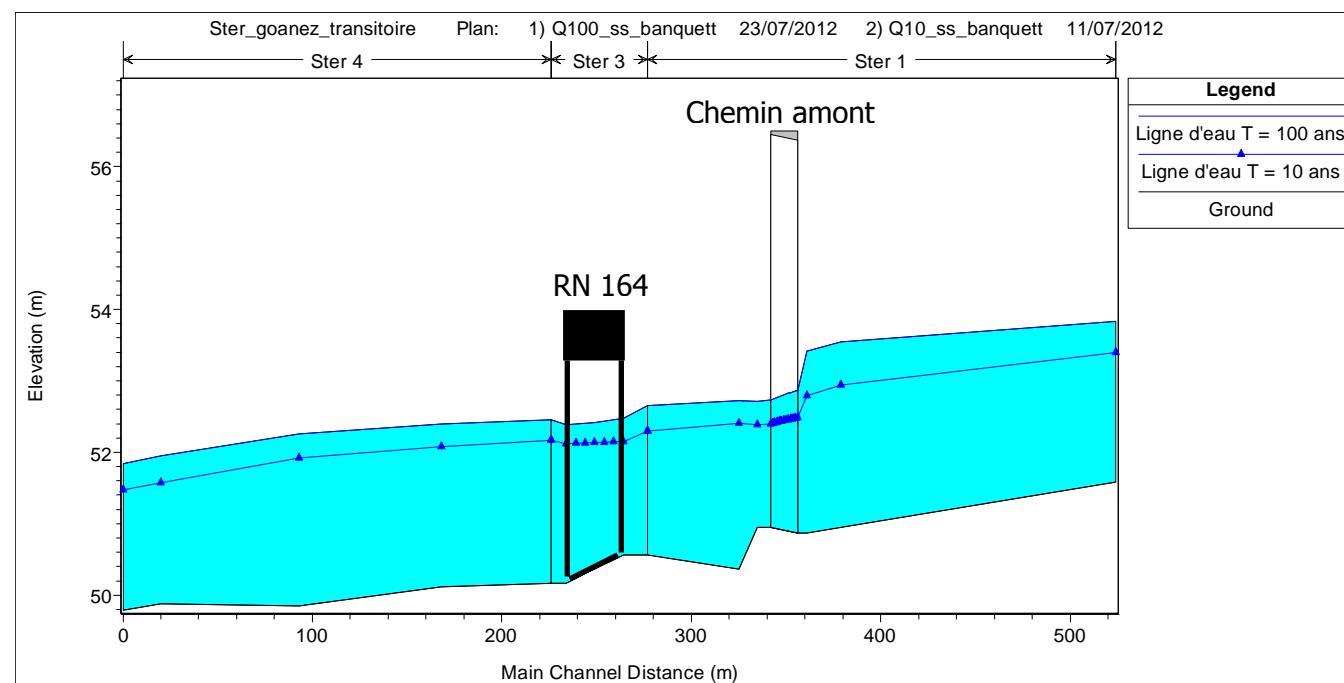


Figure 26 : Ster Goanez : Lignes d'eau au droit de l'ouvrage – Etat projet

Il est constaté :

- Pour T = 10 ans :

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 52,97 m NGF pour l'état initial à 52,29 m NGF pour l'état projet).

- Pour T = 100 ans

Un abaissement notable de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage (passe de 53,86 m NGF pour l'état initial à 52,66 m NGF pour l'état projet, ce qui laisse une revanche de 80 cm par rapport au point bas du projet routier). Cet abaissement de la ligne d'eau en amont de l'ouvrage induit un sur débit à l'aval de la RN 164 d'environ 4% entraînant un exhaussement des niveaux de crue centennale de 3 cm. En l'absence d'enjeux en aval de la RN164, l'exhaussement des niveaux de crue est sans conséquence.

Une vitesse de l'ordre de 3,5 m/s dans l'ouvrage et un tirant d'air de 90 cm. Les vitesses d'écoulement obtenues nécessitent la mise en place de protection de berge en enrochement en amont et en aval des ouvrages sur une dizaine de mètres environ.

Nota : Des enrochements existe déjà en aval de l'ouvrage de la RN164. Lors de la visite de terrain, il a été constaté qu'une partie de ces enrochements n'ont pas tenus et ont été emportés par le courant. Ce type de mésaventure peut être du à un mauvais dimensionnement des enrochements et/ou des mauvaises conditions de pose.

L'ouvrage projeté permet une amélioration du fonctionnement hydraulique de l'ensemble des ouvrages et une sécurisation des remblais routiers des infrastructures en limitant le niveau d'eau au droit de ceux-ci et donc les risques d'infiltration d'eau pouvant nuire à leur stabilité. De plus, la mise en place d'un lit naturel reconstitué en fond d'ouvrage d'améliorer le fonctionnement hydrobiologique du Ster Goanez. Les aménagements projetés induisent toutefois une élévation maximale des niveaux de crue centennale en aval de la RN164 de 3 cm. Cependant, l'exhaussement de ces niveaux de crue n'entraîne pas de risque d'inondation de zones à enjeux (bâti, voirie,...).

3.9. Ecoulements non permanents

Le calcul des ouvrages hydrauliques de rétablissement des écoulements des bassins versants interceptés par le projet (écoulements non permanents) est présenté en annexe 1. Les surfaces concernées étant inférieures à 1 km², la formule rationnelle est utilisée pour le dimensionnement de ces ouvrages.

Les bassins versants concernés sont représentés sur les plans de synthèse de l'assainissement figurant en partie 6.

4. SYNTHÈSE OUVRAGES HYDRAULIQUES

Le fonctionnement actuel des ouvrages sous la RN 164 peut être synthétisé dans le tableau suivant :

Cours d'eau	Fonctionnement pour la crue d'occurrence T = 100 ans		
	Satisfaisant	En charge sans surverse	En charge avec surverse
Poull-Ru		X	
Saint Guidinic			X
Roudou	X		
Kervaziou		X	
Affluent du Ster Goanez			X
Ster Goanez	X		

Tableau 6 : Synthèse des désordres constatés

Seuls les ouvrages hydrauliques du Roudou et de la Ster Goanez sont, à l'état actuel, satisfaisants d'un point de vue hydraulique. Leur remplacement permet d'améliorer leur fonctionnement hydrobiologique.

Il est alors dimensionné les ouvrages suivants :

Cours d'eau	Dimension de(s) l'ouvrage(s) (Largeur x Hauteur)	Longueur	Enrochement	Incidence aval
Poull-Ru	Dalot 3,5 m x 3,5 m (+B+L)	55 m	Amont et aval	Nulle
Saint Guidinic	Dalot 2,0 m x 2,0 m (L) Ø 800 Ø 800	10 m + 25 m 10 m + 25 m 10 m + 25 m	Amont et aval	Nulle
Roudou	Dalot 3,5 m x 3,0 m (+B+L)	30 m	Amont et aval	Nulle
Kervaziou	Dalot 2,0 m x 2,75 m (+B+L) Dalot aval 2,5 m x 2,0 m (+L)	25 m 25 m	Amont et aval	9 cm sans gravité du fait de l'absence d'enjeux situés en zone inondable

Cours d'eau	Dimension de(s) l'ouvrage(s) (Largeur x Hauteur)	Longueur	Enrochement	Incidence aval
Affluent du Ster Goanez	Ø 1000	40 m	Amont et aval	4 cm sans gravité du fait de l'absence d'enjeux situés en zone inondable
	Dalot 1,25 m x 1,25 m	8 m		
	Dalot 1,25 m x 1,25 m	30 m		
	Dalot 2,5 m x 1,25 m	25 m		
Ster Goanez	Dalot 4,0 m x 3,5 m (+B+L)	30 m	Amont et aval	3 cm sans gravité du fait de l'absence d'enjeux situés en zone inondable
	Ø 800	25 m		
	Ø 800	25 m		

(+B : ouvrage équipé de banquettes latérales ; +L : ouvrage équipé d'un lit naturel reconstitué)

Tableau 7 : Synthèse des ouvrages projetés

Le dimensionnement des enrochements pourra être réalisé via les formules d'Isbash et de E. W. Lane. Ces enrochements pourront être disposés suivant la coupe de principe ci-dessous. Les diamètres moyen des matériaux mis en place sur le fond du lit (Y) est différent de celui des matériaux mis en place sur les berges (X).

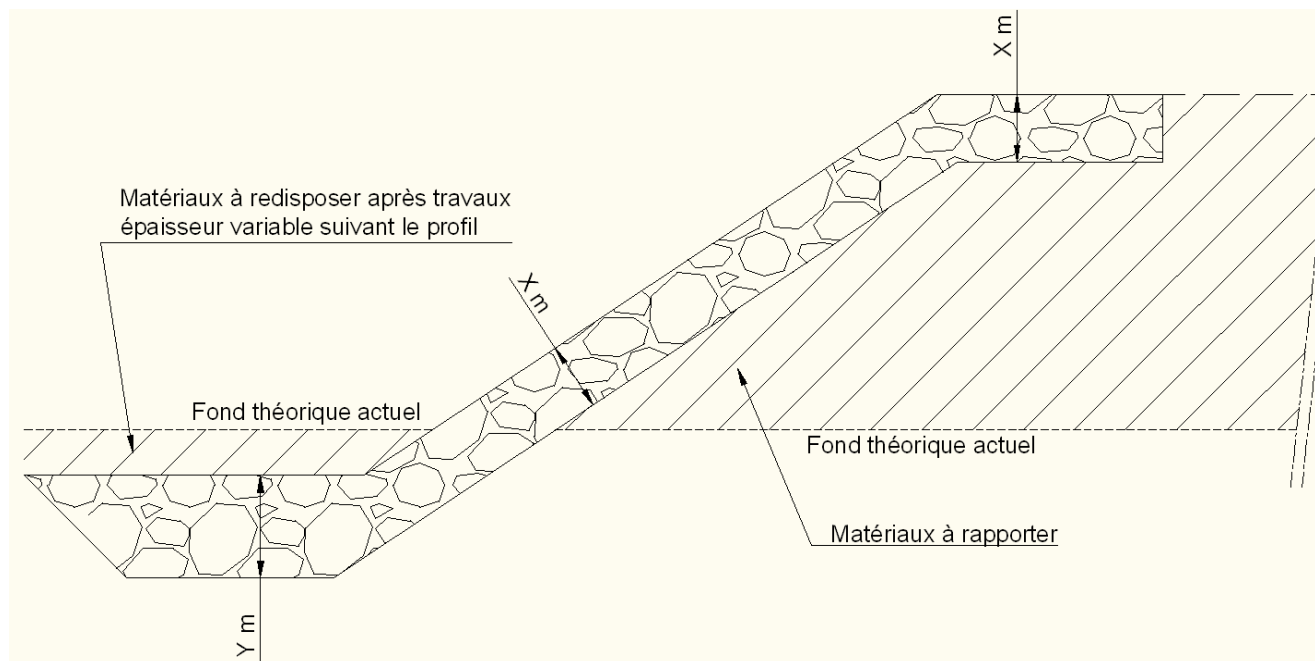


Figure 27 : Coupe de principe d'enrochement de fond de lit et de berges d'un cours d'eau

5. ASSAINISSEMENT DE LA PLATEFORME ROUTIERE

5.1. Principes généraux

En section courante, il est proposé un système séparatif pour la récupération des eaux du bassin versant naturel et des eaux de ruissellement de la plateforme routière. Les eaux des plateformes routières sont recueillies dans des cunettes enherbées, caniveaux et collecteurs puis dirigées vers des bassins de traitement. Dans les zones déversées, un caniveau est prévu dans l'axe de la voie.

Le projet étant situé en dehors de tout périmètre de protection de captage, l'étanchéité du réseau de collecte n'est pas nécessaire.

Les eaux de la plateforme routière de l'itinéraire de substitution transiteront par des bassins de traitement dès que cela ne nécessitera pas de créer d'autres bassins que ceux prévus pour la section courante ou les échangeurs. La quasi-totalité de l'itinéraire neuf est ainsi traitée, le reste relevant d'élargissement de voirie existante ou de rectifications ponctuelles.

5.2. Bassins d'assainissement

La conception des bassins de traitement est basée sur le guide « Bassins d'assainissement – guide méthodologique de conception » (DIRO – juin 2012).

La chaîne de traitement avant rejet comporte :

- un ouvrage de régulation dont le but est de limiter le débit de fuite à 3 l/s par hectare imperméabilisé,
- un voile siphoné disposé en amont de l'orifice de sortie afin de retenir l'essentiel des particules flottantes dans le bassin,
- un dispositif de vannage à fermeture manuelle pour le piégeage d'une éventuelle pollution accidentelle,
- une surverse pour l'évacuation des écoulements excédentaires (pour une pluie de temps de retour supérieur à 5 ans),
- un dispositif de by-pass pour isoler une pollution dans le bassin en période pluvieuse,
- une zone de décantation facile à curer.

Pour ce qui concerne les bassins dont l'orifice de fuite est en-dessous du niveau des plus hautes eaux, ils seront munis d'un clapet anti-retour.

Les bassins seront étanchés au moyen d'une géomembrane. Les pentes des berges sont prises égales à 2/1. Un volume mort de profondeur 50 cm sera prévu.

Enfin les bassins seront équipés :

- d'une piste d'entretien ceinturant l'ouvrage de contrôle des eaux et permettant d'accéder aux ouvrages d'entrée et de sortie, ainsi qu'aux berges (faucardage),
- d'un accès au fond pour le curage et l'évacuation des boues,
- d'une clôture afin d'éviter tout vandalisme et pour raison de sécurité.

5.2.1. Détermination des surfaces actives

Bassin de de traitement	Surfaces concernées (m ²)			Surface active Sa (m ²)
	Terrain naturel (C = 0,2)	Talus, bermes (C = 0,5)	Surfaces revêtues (C = 1)	
BR1	0	26900	67250	81000
BR1bis	0	9500	7900	12650
BR2	0	19260	60150	69800
BR3	0	3670	22740	24600
BR4	0	21030	55020	65600
BR5	2750	41580	65030	86700
BR6	4750	57700	69330	99600

Tableau 8 : Surfaces actives bassins d'assainissement

Les bassins existants à l'ouest et à l'est étant respectivement remplacés par les bassins BR1 et BR2, les surfaces prennent en compte le traitement des eaux des tronçons de 2x2 voies existants concernés par la suppression de bassins.

En l'absence de levé topographique suffisant au niveau de Magorven, le positionnement du bassin BR1bis est théorique.

5.2.2. Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement des bassins est basé sur le guide technique « Pollution d'origine routière – Conception des ouvrages de traitement des eaux » (SETRA – 2007)

5.2.2.1. Dimensionnement vis-à-vis de la pollution accidentelle

Le dimensionnement consiste à calculer le volume nécessaire pour contenir une pluie de temps de retour T=5 ans ainsi que le volume de la pollution accidentelle de 50 m³ (car en cas de pollution accidentelle, l'orifice de sortie sera fermé).

La formule utilisée est la suivante :

$$V_u = S_a \times h_{(T,t)} + V_{PA}$$

avec : V_u : volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle pour la pluie $h_{(T,t)}$ (m³)

S_a : surface active de l'impluvium routier (m²)

$h_{(T,t)}$: hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée t (m)

$$h_{(T,t)} = i(T) \times t$$

V_{PA} : volume de la pollution accidentelle (m³)

5.2.2.2. Dimensionnement vis-à-vis de la pollution chronique

La surface nécessaire à la décantation est donnée par la formule suivante :

$$S_b = \left(\frac{0,8 \cdot Q_T - Q_f}{V_s \cdot \ln \frac{0,8 \times Q_T}{Q_f}} \right) \cdot 3600$$

avec : Q_f : débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile (m³/s)

Q_T : débit de pointe à l'entrée du bassin (m³/s)

V_s : vitesse de sédimentation (m/h) (on prend $V_s = 1$ m/h)

5.2.2.3. Vérification du dimensionnement en tant que bassin de retenue

Le dimensionnement est basé sur la méthode des pluies (hypothèse de débit de fuite constant) :

$$V_r = \frac{Q_s \cdot S_a}{6} \left(\frac{b}{1-b} \right) \left(\frac{Q_s}{a(1-b)} \right)^{-1/b}$$

avec : a et b : coefficients de Montana

S_a : surface active de l'impluvium routier (ha)

Q_s : débit de fuite spécifique du bassin (mm/h)

$$Q_s = \frac{360 Q_f}{S_a} \text{ avec } Q_f \text{ débit de fuite du bassin (m}^3/\text{h)}$$

Le coefficient majorateur Ω permet de réajuster ce volume de rétention afin de prendre en compte l'augmentation du débit de fuite avec la hauteur d'eau du bassin :

$$\Omega = \left(\frac{1}{1 + \alpha} \right)^{\frac{b-1}{b}}$$

avec : α : coefficient caractéristique du dispositif de sortie du bassin ($\alpha = 0,5$ pour un orifice circulaire sous charge variable)

b : coefficient de Montana

5.2.3. Résultats obtenus

Bassin de traitement	Volume nécessaire (m ³)	Débit de fuite (l/s)	Hauteur utile (m)
BR1	2560	28,3	1,30
BR1bis	380	5,2	1,30
BR2	2230	23,8	1,30
BR3	810	7,9	1,30
BR4	2080	22,8	1,30
BR5	2650	32,8	1,30
BR6	2980	39,5	2,20

Tableau 9 : Dimensions des bassins d'assainissement

6. SYNTHÈSE GLOBALE DE L'ASSAINISSEMENT

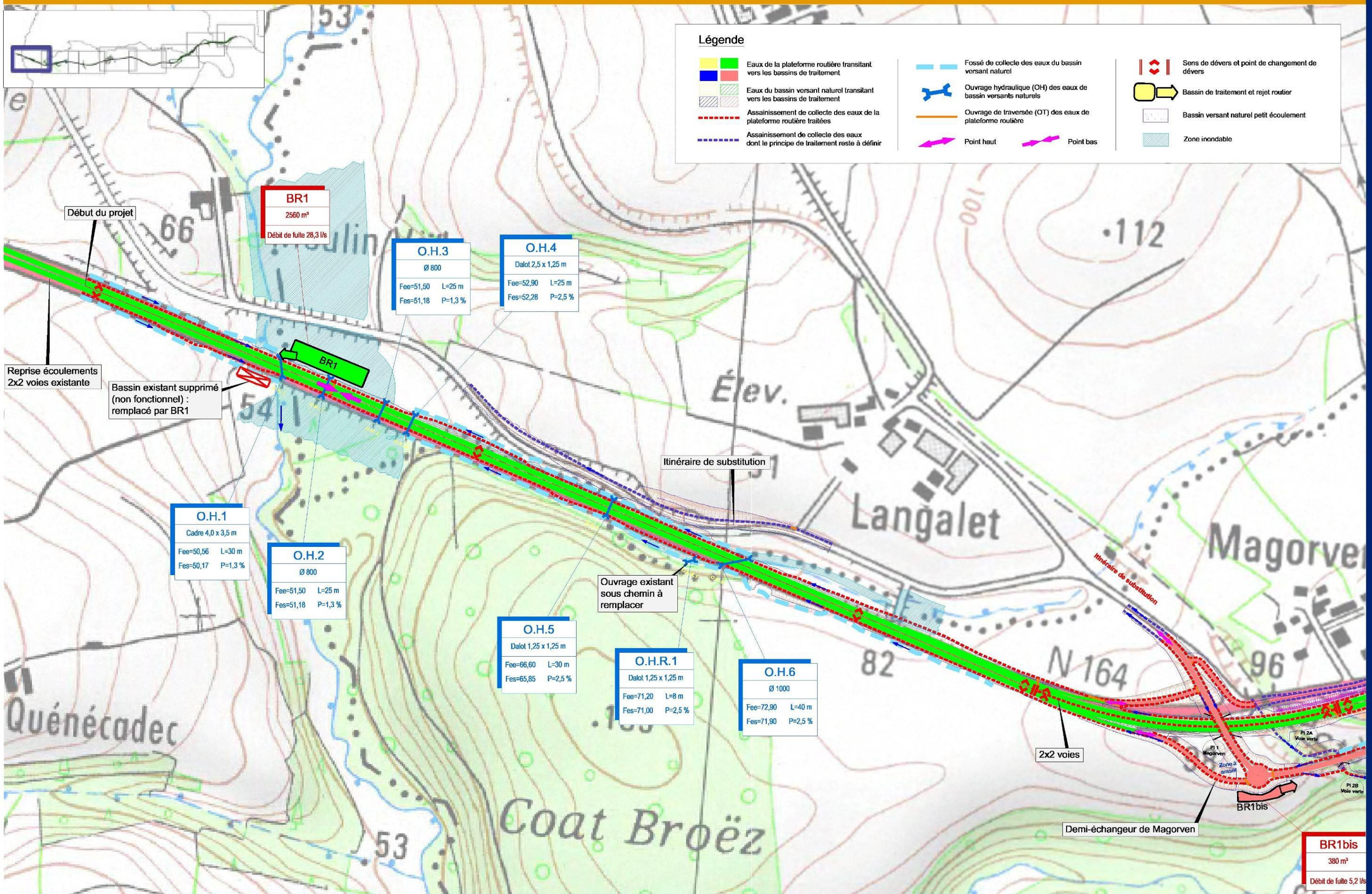
L'ensemble des principes d'assainissement figure sur les plans donnés en pages suivantes.

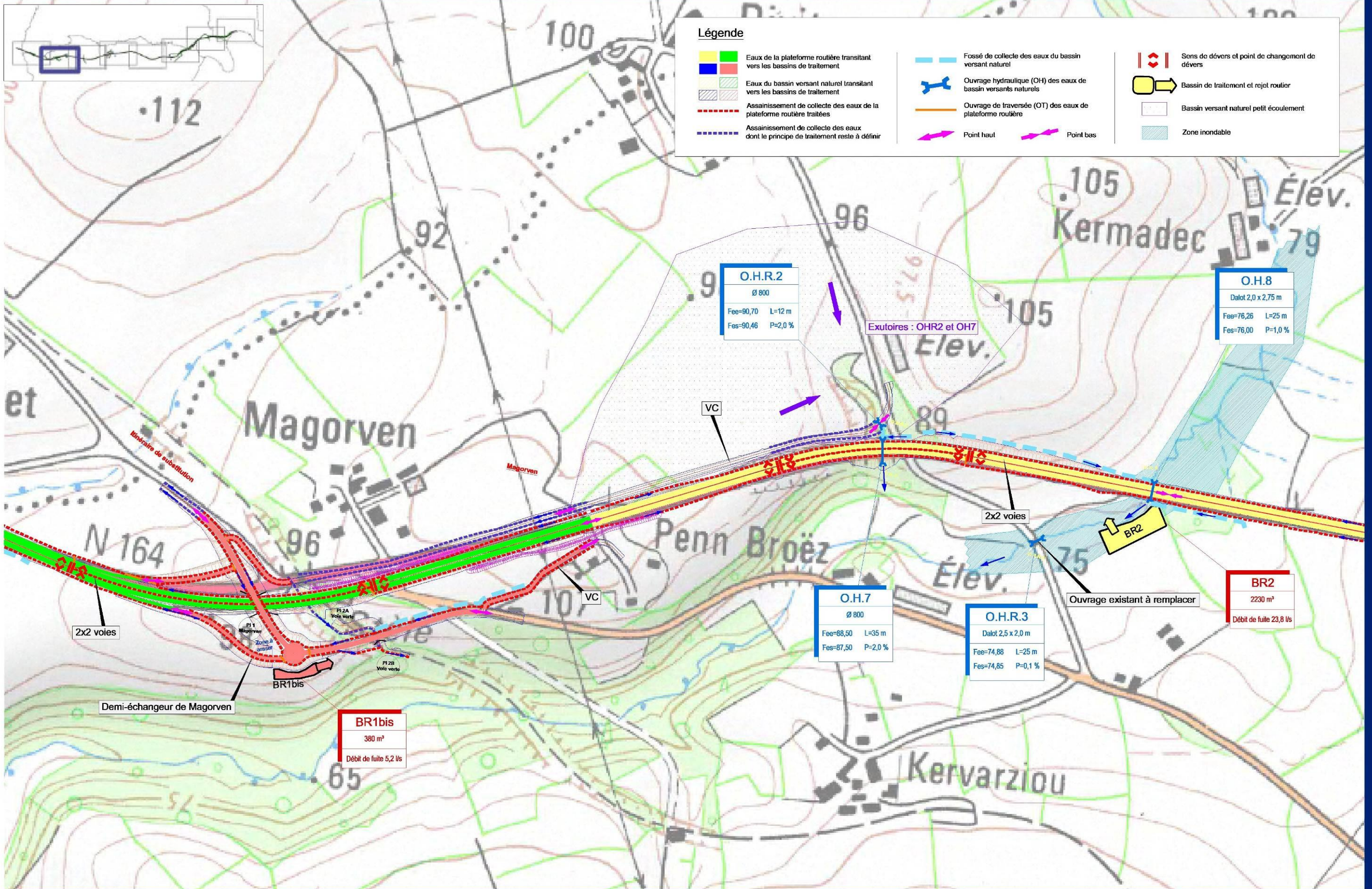
Notations utilisées :

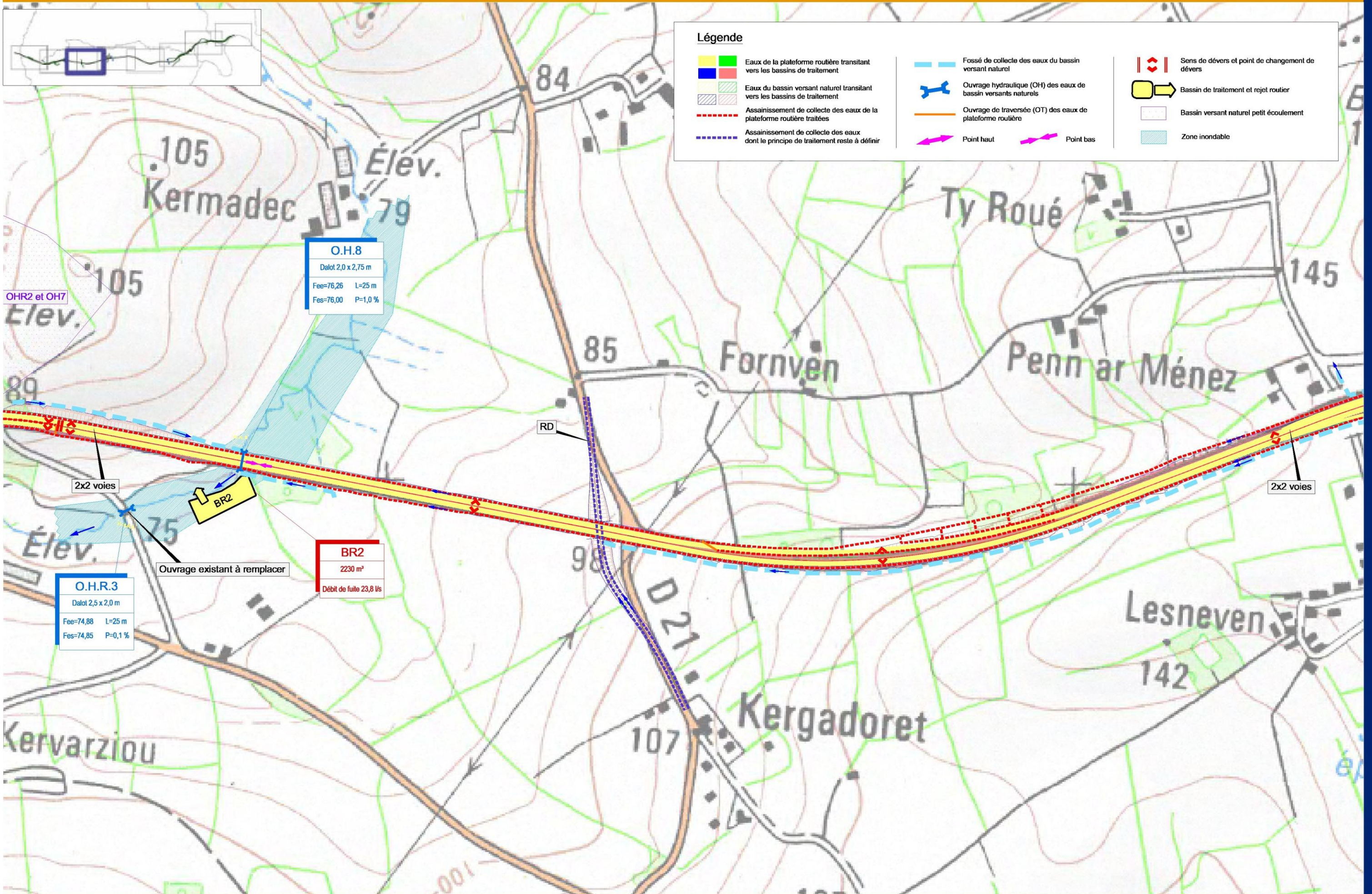
- O.H. : ouvrage hydraulique sous la section courante
- O.H.R. : ouvrage hydraulique sous rétablissement
- BR : bassin d'assainissement

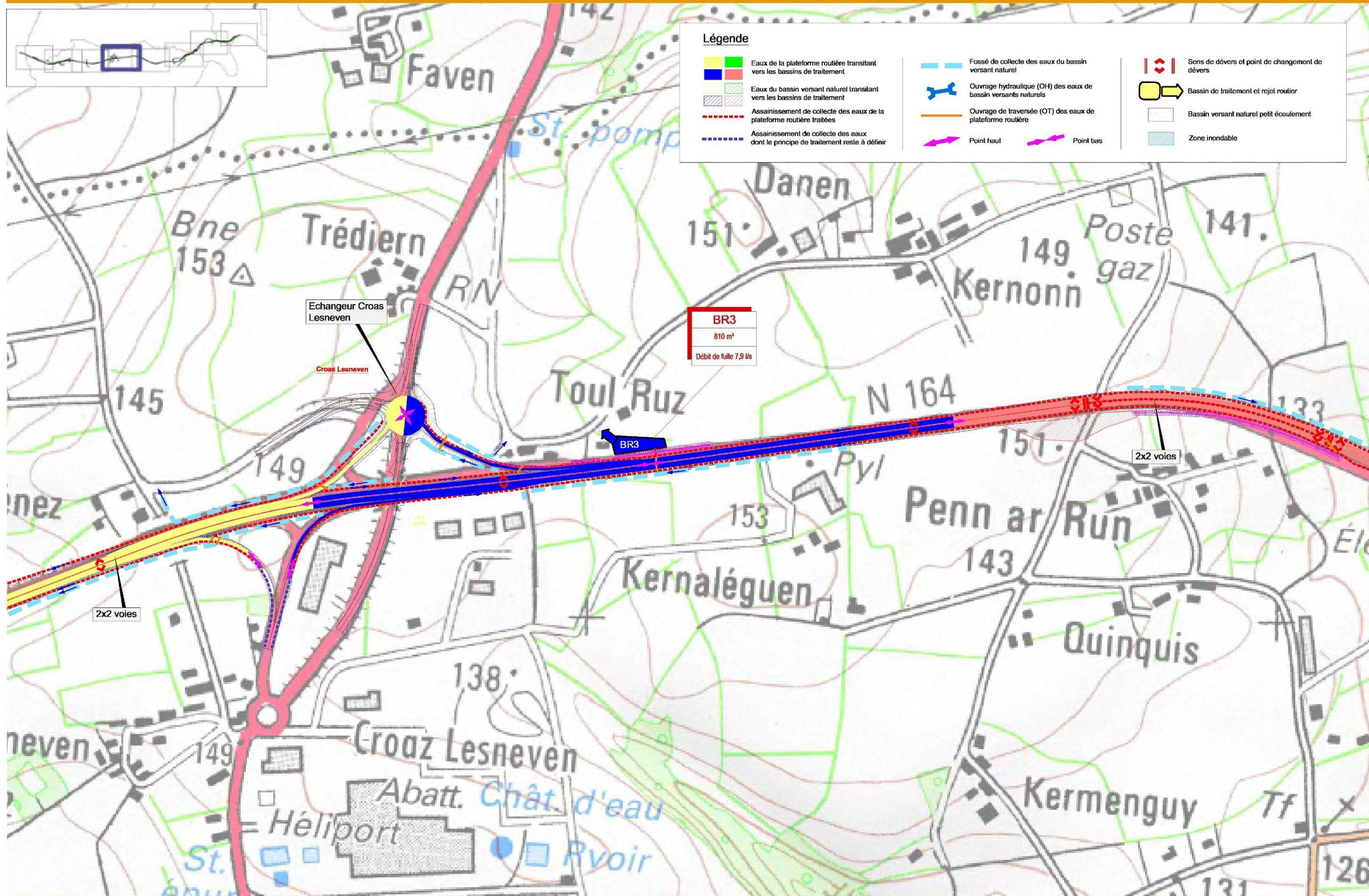
Légende

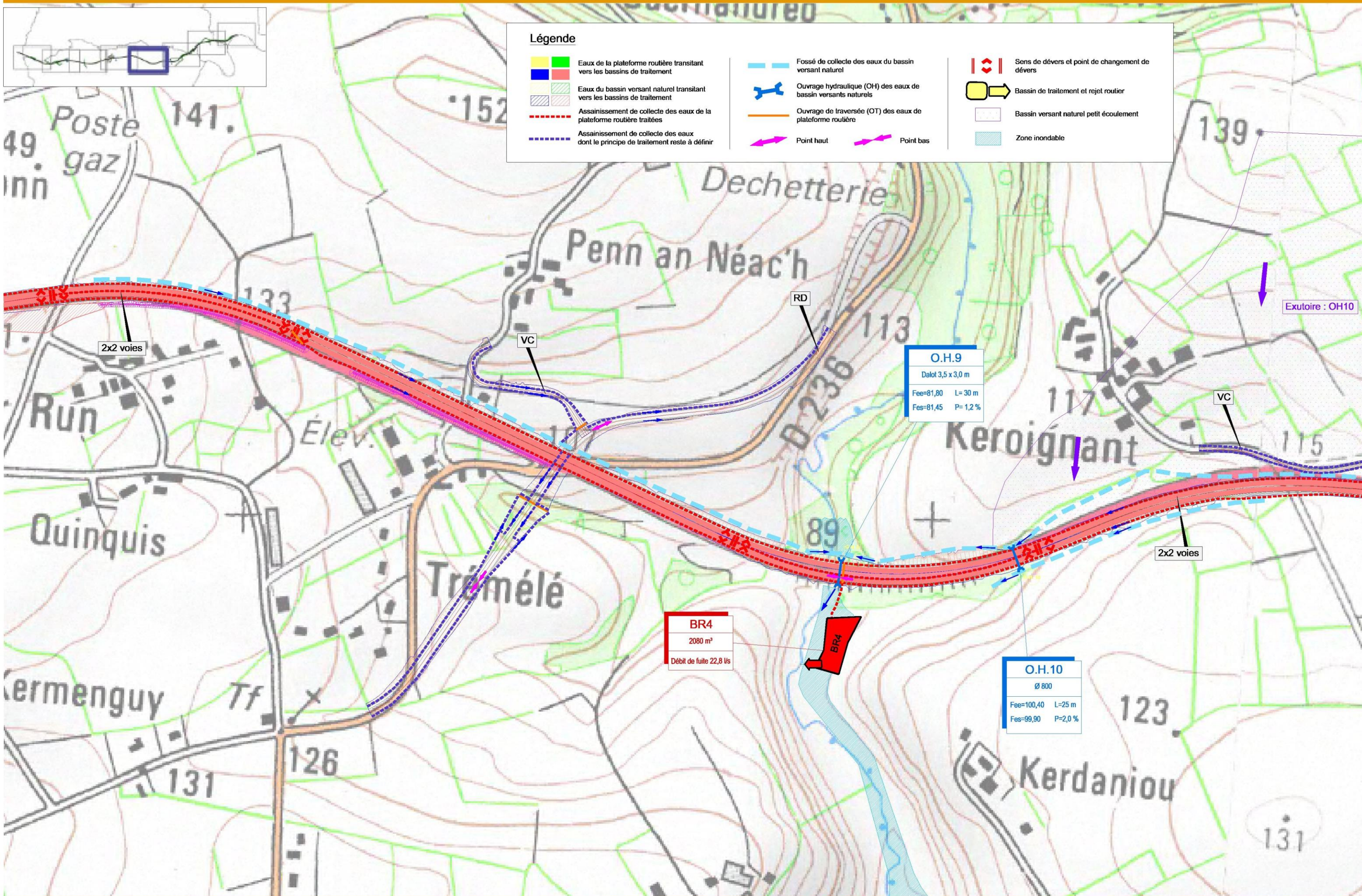
- Eaux de la plateforme routière transitant vers les bassins de traitement
- Eaux du bassin versant naturel transitant vers les bassins de traitement
- Assainissement de collecte des eaux de la plateforme routière traitées
- Assainissement de collecte des eaux dont le principe de traitement reste à définir
- Fossé de collecte des eaux du bassin versant naturel
- Ouvrage hydraulique (OH) des eaux de bassin versants naturels
- Ouvrage de traversée (OT) des eaux de plateforme routière
- Point haut
- Point bas
- Sens de dévers et point de changement de dévers
- Bassin de traitement et rejet routier
- Bassin versant naturel petit écoulement
- Zone inondable





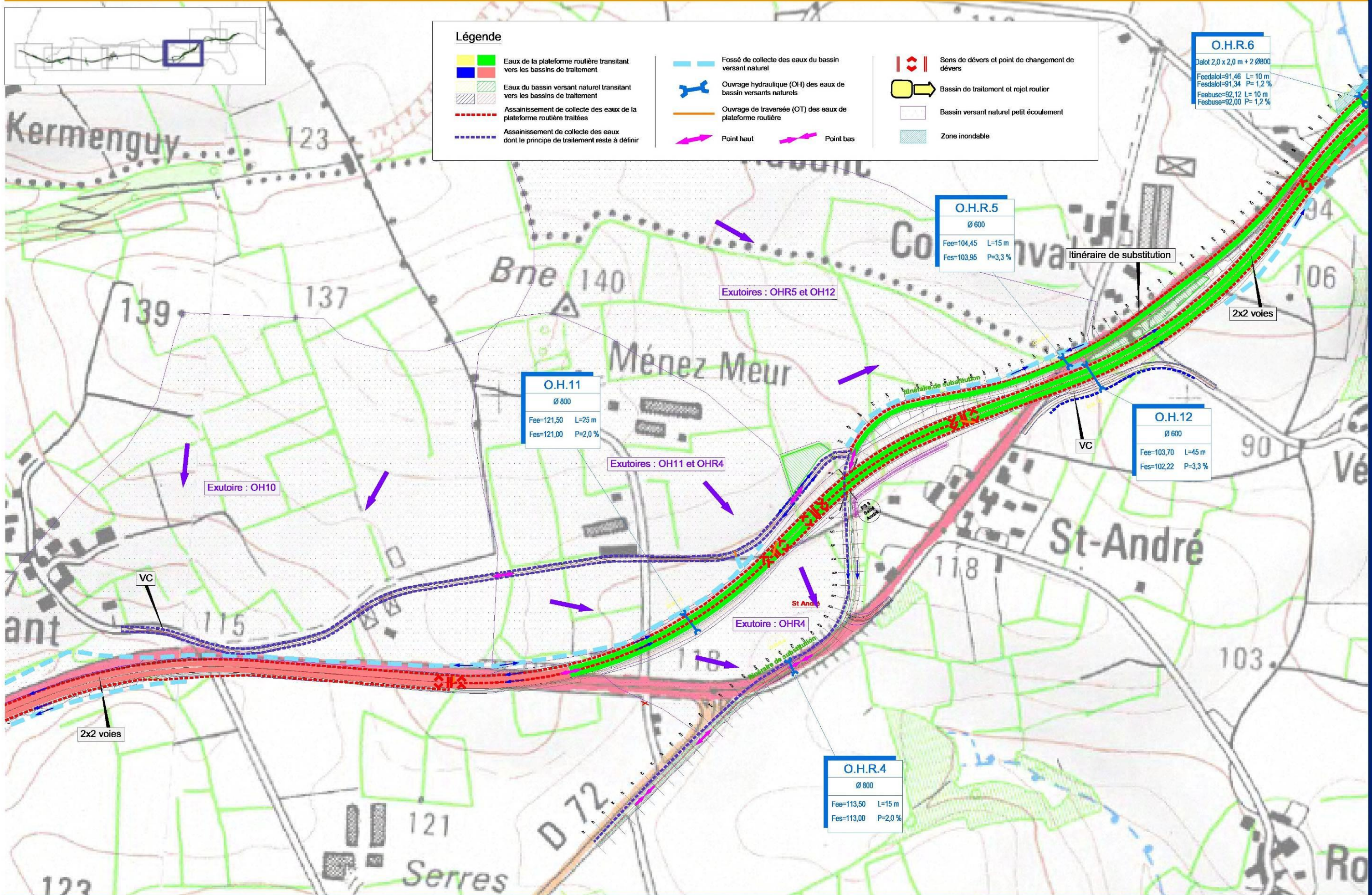


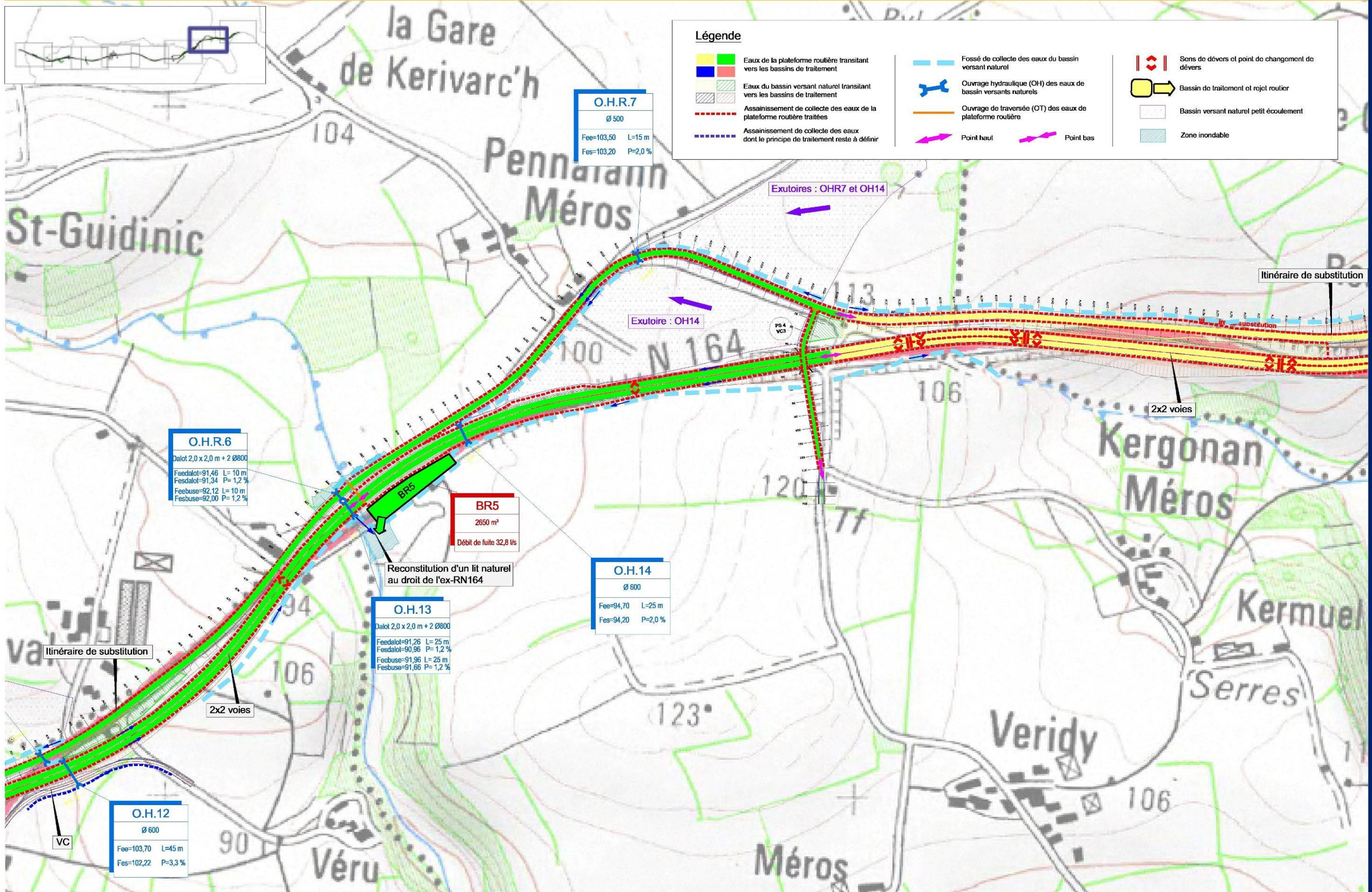




Plan des principes d'assainissement















Planche 6

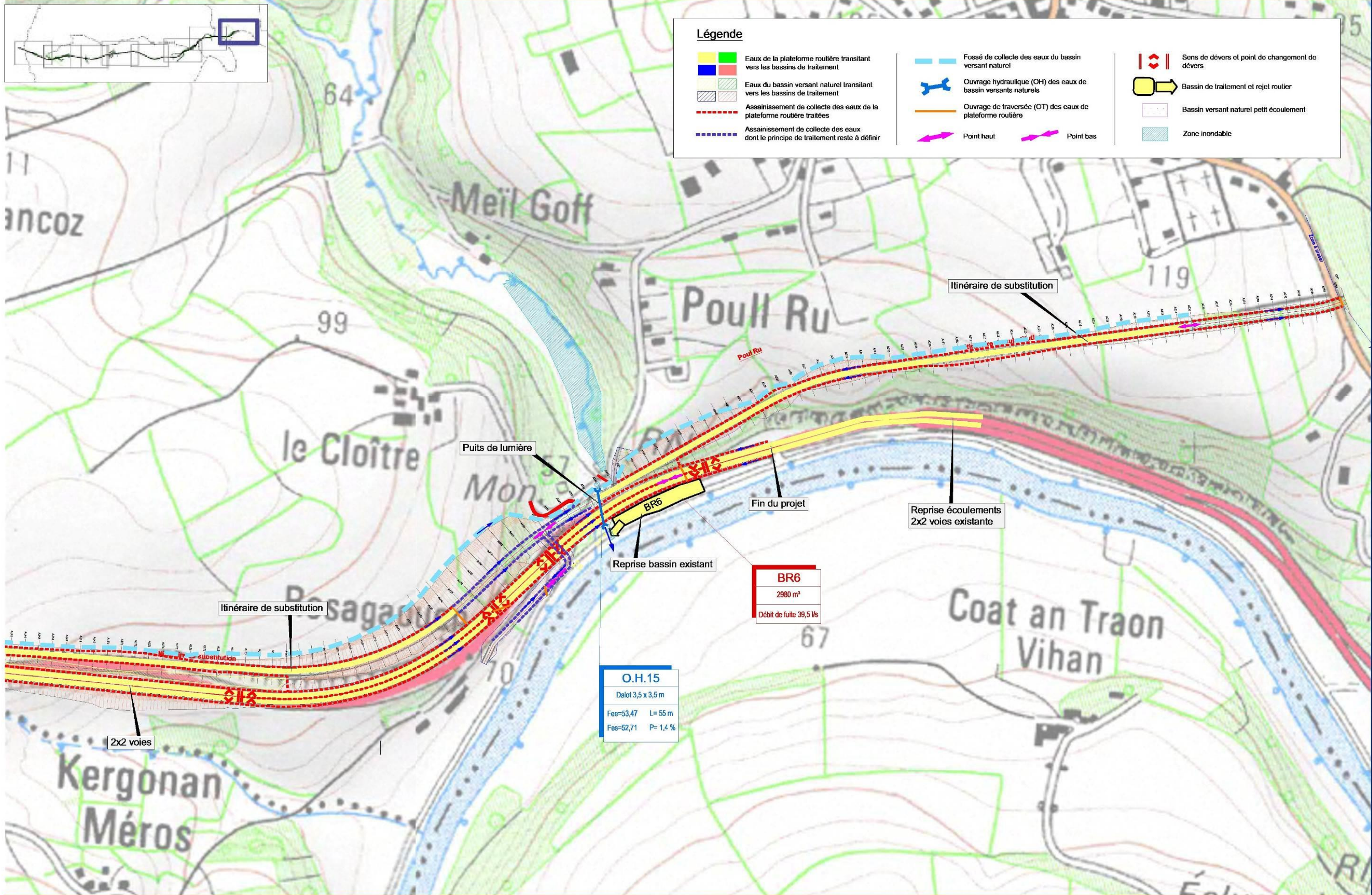






Légende

	Eaux de la plateforme routière transitant vers les bassins de traitement		Fossé de collecte des eaux du bassin versant naturel		Sens de dévers et point de changement de dévers
	Eaux du bassin versant naturel transitant vers les bassins de traitement		Ouvrage hydraulique (OH) des eaux de bassin versants naturels		Bassin de traitement et rejet routier
	Assainissement de collecte des eaux de la plateforme routière traitées		Ouvrage de traversée (OT) des eaux de plateforme routière		Bassin versant naturel petit écoulement
	Assainissement de collecte des eaux dont le principe de traitement reste à définir		Point haut		Zone inondable
			Point bas		



7. ANNEXE 1 : FICHES HYDROLOGIQUES

Ruisseau le Poull Ru
Fiche hydrologique
Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA – octobre 2006

1 – Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana		Pluies journalières	Coefficient Régional
	a	b		
T = 10 ans – Tc < 60 mn	X	X	P10 = 51 mm	R = 1.50
T = 10 ans – Tc > 60 mn	355	0.685		
T = 100 ans – Tc < 60 mn	X	X	P100 = 65 mm	S < 20 km ² : 2.34 S > 20 km ² : 1.6
T = 100 ans – Tc > 60 mn	897.696	0.78		

2 – Etat du bassin versant

	Surface		Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0.000 km ²	soit 0%	1
Zones urbanisées	0.000 km ²	soit 0%	0.6
cultures - bois forte pente	0.000 km ²	soit 0%	0.5
prairies	19.700 km ²	soit 100%	0.3
zones boisées	0.000 km ²	soit 0%	0.3
Caractéristiques du bassin versant total	19.700 km²		0.30

3 – Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude du point haut : 178.00 mNGF
 Altitude du point bas : 53.00 mNGF
 Pente moyenne : 0.016 m/m
 Longueur totale : 7.772 km
 Vitesse moyenne d'écoulement : 0.79 m/s

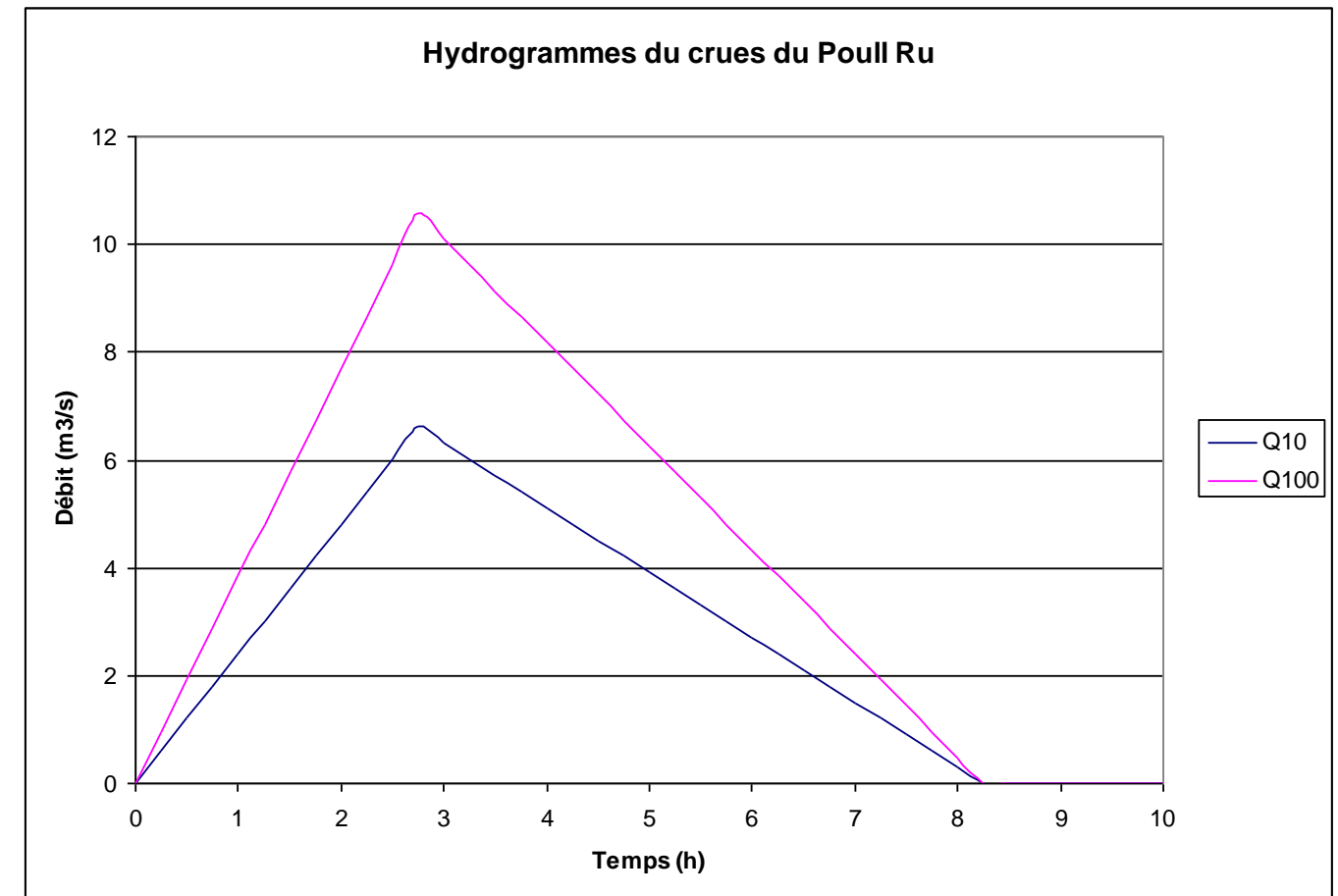
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans : 164 mn

4 – Calcul des débits de pointe

	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	Tc = 164 mn - C = 0.30 lc = 11 mm/h	#NOMBRE!	#NOMBRE!	Tc = 144 mn - C = 0.41 lc = 17 mm/h
Formule rationnelle	17.740 m ³ /s			41.452 m ³ /s
Formule CRUPEDIX	6.616 m ³ /s			15.460 m ³ /s
Formule de transition	-			-

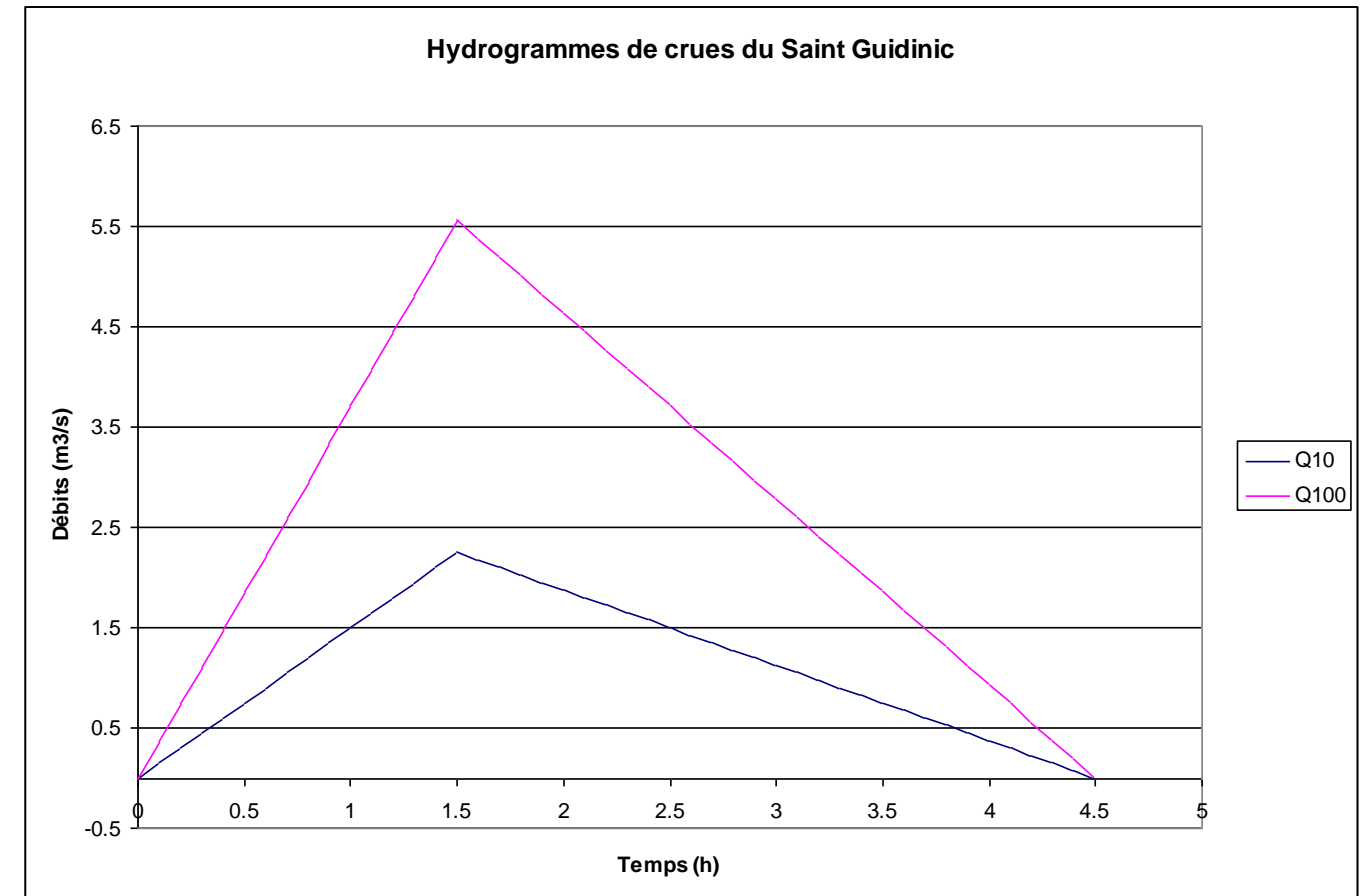
Débits de crue retenus

Q10 = 6.6 m³/s
Q100* = 10.6 m³/s

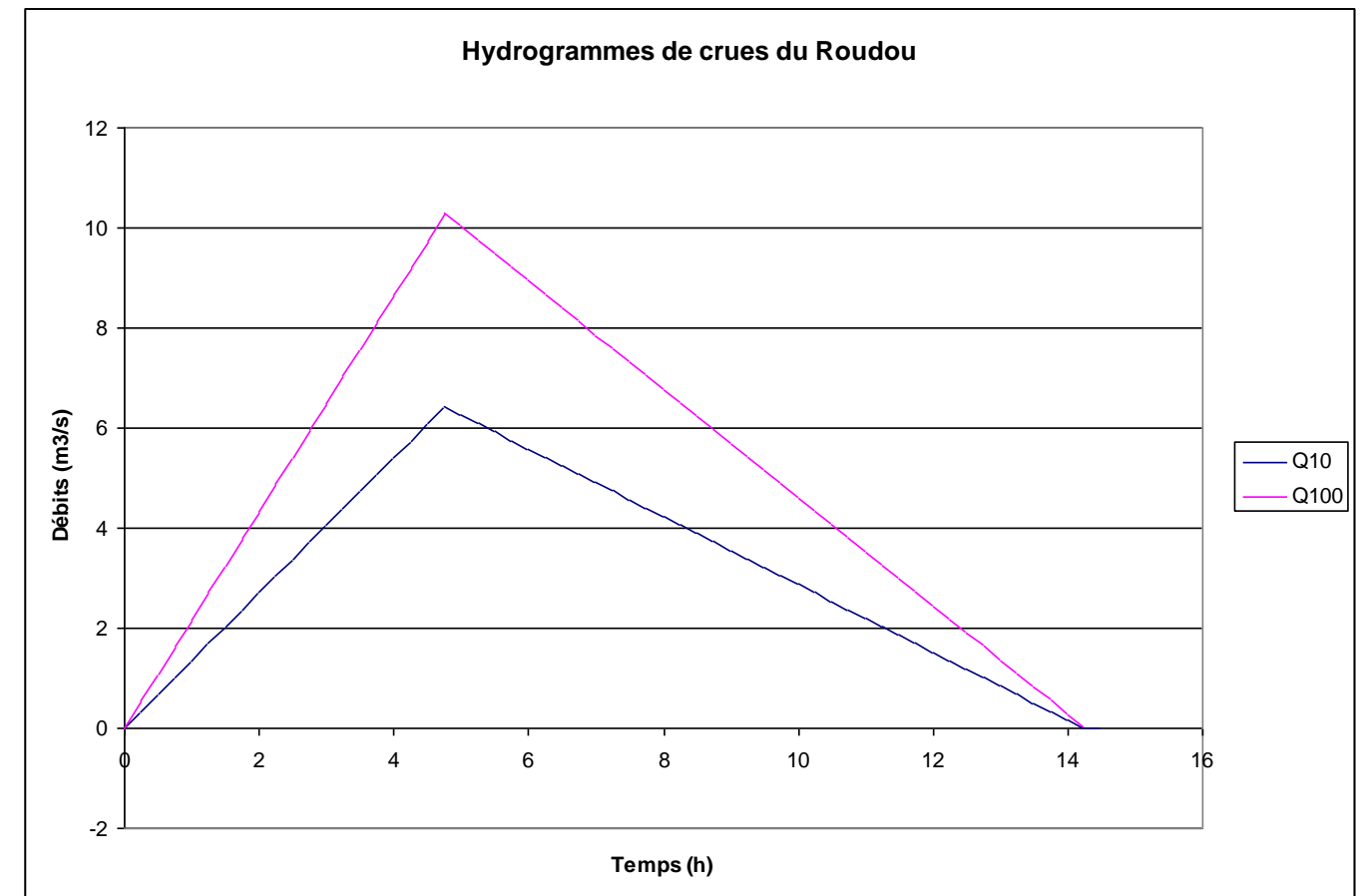


* Cette valeur de Q100 est déterminée par l'utilisation d'une valeur de b = 1.6 comme vu dans la méthodologie développée au paragraphe 2.3.2.

Ruisseau de Saint Guidinic				
Fiche hydrologique				
<small>Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA - octobre 2006</small>				
1 – Paramètres hydrologiques				
	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana		Pluies journalières	
	a	b	Coefficient Régional	
T = 10 ans – Tc < 60 mn	X	X	P10 = 51 mm	
T = 10 ans – Tc > 60 mn	355	0.685	R = 1.50	
T = 100 ans – Tc < 60 mn	X	X	Rapport Q100/Q10	
T = 100 ans – Tc > 60 mn	897.696	0.78	S < 20 km² : 2.47	
			S > 20 km² : 1.6	
			P100 = 65 mm	
2 – Etat du bassin versant				
	Surface		Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans	
Routes	0.000 km²	soit 0%	1	
Zones urbanisées	0.000 km²	soit 0%	0.6	
cultures - bois forte pente	0.000 km²	soit 0%	0.5	
prairies	1.760 km²	soit 100%	0.3	
zones boisées	0.000 km²	soit 0%	0.3	
Caractéristiques du bassin versant total	1.760 km²		0.30	
3 – Caractéristiques de l'écoulement principal				
Altitude du point haut	139.00 mNGF			
Altitude du point bas	91.00 mNGF			
Pente moyenne	0.022 m/m			
Longueur totale	2.136 km			
Vitesse moyenne d'écoulement	0.39 m/s			
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans	92 mn			
4 – Calcul des débits de pointe				
	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	Tc = 92 mn - C = 0.30 - lc = 16 mm/h	#NOMBRE!	#NOMBRE!	Tc = 81 mn - C = 0.41 - lc = 26 mm/h
Formule rationnelle	2.352 m3/s			5.804 m3/s
Formule CRUPEDIX	0.958 m3/s			-
Formule de transition	2.234 m3/s			5.518 m3/s
Débits de crue retenus				
Q10 =	2.2	m³/s		
Q100 =	5.5	m³/s		



Ruisseau Roudou Fiche hydrologique				
Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA - octobre 2006				
1 - Paramètres hydrologiques				
	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana		Pluies journalières	
	a	b	Coefficient Régional	
T = 10 ans - Tc < 60 mn	X	X	R = 1.50	
T = 10 ans - Tc > 60 mn	355	0.685	Rapport Q100/Q10	
T = 100 ans - Tc < 60 mn	X	X	S < 20 km ² : 2.21	
T = 100 ans - Tc > 60 mn	897.696	0.78	S > 20 km ² : 1.6	
			P10 = 51 mm	
			P100 = 65 mm	
2 - Etat du bassin versant				
	Surface	Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans		
Routes	0.000 km ²	soit 0%	1	
Zones urbanisées	0.000 km ²	soit 0%	0.6	
cultures - bois forte pente	0.000 km ²	soit 0%	0.5	
prairies	19.010 km ²	soit 100%	0.3	
zones boisées	0.000 km ²	soit 0%	0.3	
Caractéristiques du bassin versant total	19.010 km²	0.30		
3 - Caractéristiques de l'écoulement principal				
Altitude du point haut	177.00 mNGF			
Altitude du point bas	82.00 mNGF			
Pente moyenne	0.009 m/m			
Longueur totale	10.173 km			
Vitesse moyenne d'écoulement	0.59 m/s			
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans	288 mn			
4 - Calcul des débits de pointe				
	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	Tc = 288 mn - C = 0.30 lc = 7 mm/h	#NOMBRE!	#NOMBRE!	Tc = 254 mn - C = 0.41 lc = 11 mm/h
Formule rationnelle	11.624 m ³ /s			25.740 m ³ /s
Formule CRUPEDIX	6.430 m ³ /s			14.240 m ³ /s
Formule de transition	-			-
Débits de crue retenus				
Q10 =	6.4	m ³ /s		
Q100* =	10.3	m ³ /s		



* Cette valeur de Q100 est déterminée par l'utilisation d'une valeur de b = 1.6 comme vu dans la méthodologie développée au paragraphe 2.3.2.

Ruisseau Kervaziou
Fiche hydrologique
Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA – octobre 2006

1 – Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana		Pluies journalières	Coefficient Régional
	a	b		
T = 10 ans – Tc < 60 mn	X	X	P10 = 51 mm	R = 1.50
T = 10 ans – Tc > 60 mn	355	0.685		
T = 100 ans – Tc < 60 mn	X	X	P100 = 65 mm	S < 20 km² : 2.34
T = 100 ans – Tc > 60 mn	897.696	0.78		S > 20 km² : 1.6

2 – Etat du bassin versant

	Surface		Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans
	km²	soit 0%	
Routes	0.000	0%	1
Zones urbanisées	0.000	0%	0.6
cultures - bois forte pente	0.000	0%	0.5
prairies	6.110	100%	0.3
zones boisées	0.000	0%	0.3
Caractéristiques du bassin versant total	6.110 km²		0.30

3 – Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude du point haut	146.00 mNGF
Altitude du point bas	76.00 mNGF
Pente moyenne	0.016 m/m
Longueur totale	4.455 km
Vitesse moyenne d'écoulement	0.46 m/s

Temps de concentration Tc pour T = 10 ans
162 mn

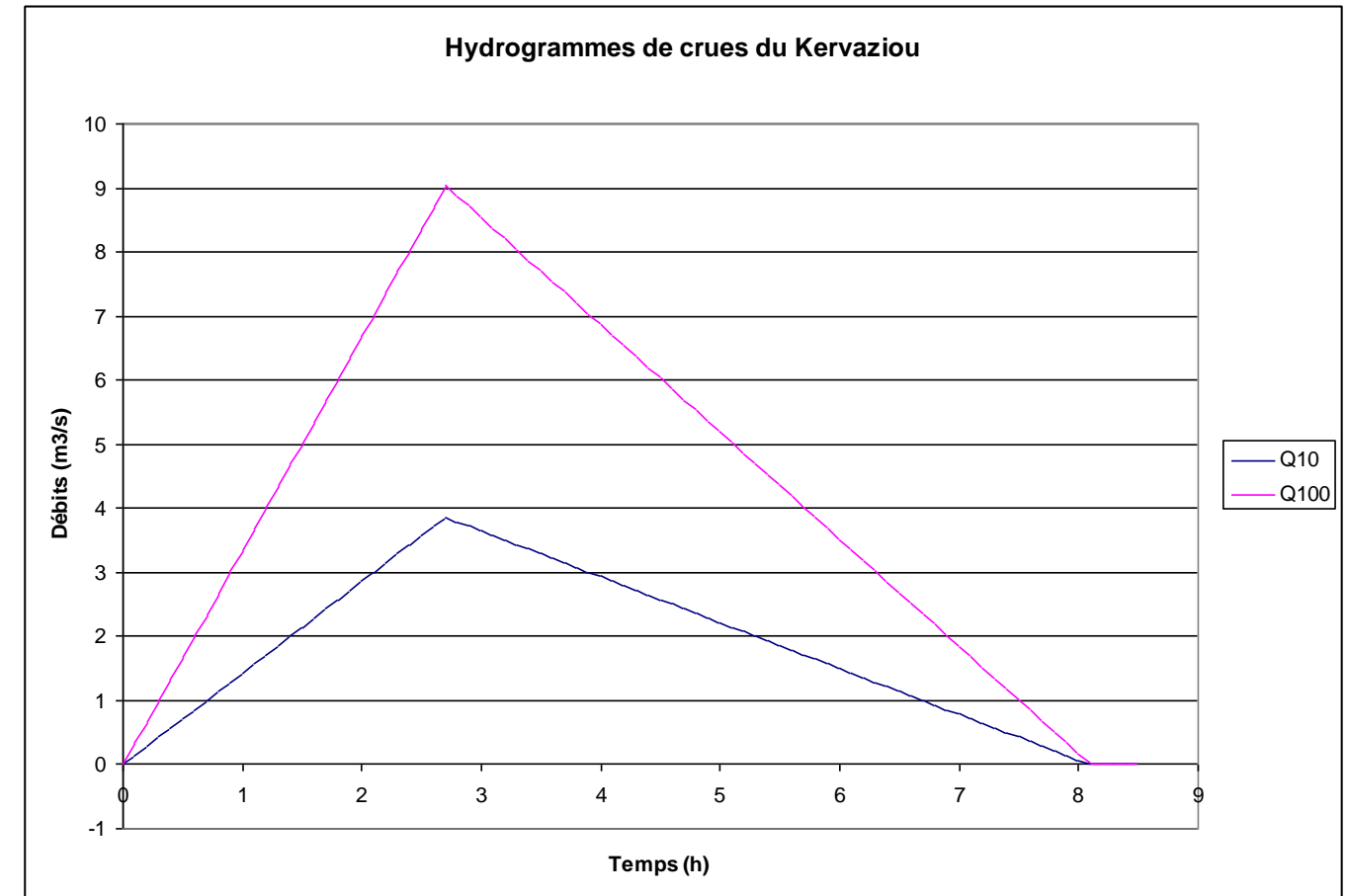
4 – Calcul des débits de pointe

	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	Tc = 162 mn - C = 0.30 - lc = 11 mm/h	#NOMBRE!	#NOMBRE!	Tc = 143 mn - C = 0.41 - lc = 17 mm/h
Formule rationnelle	5.541 m3/s			12.959 m3/s
Formule CRUPEDIX	2.593 m3/s			-
Formule de transition	3.867 m3/s			9.049 m3/s

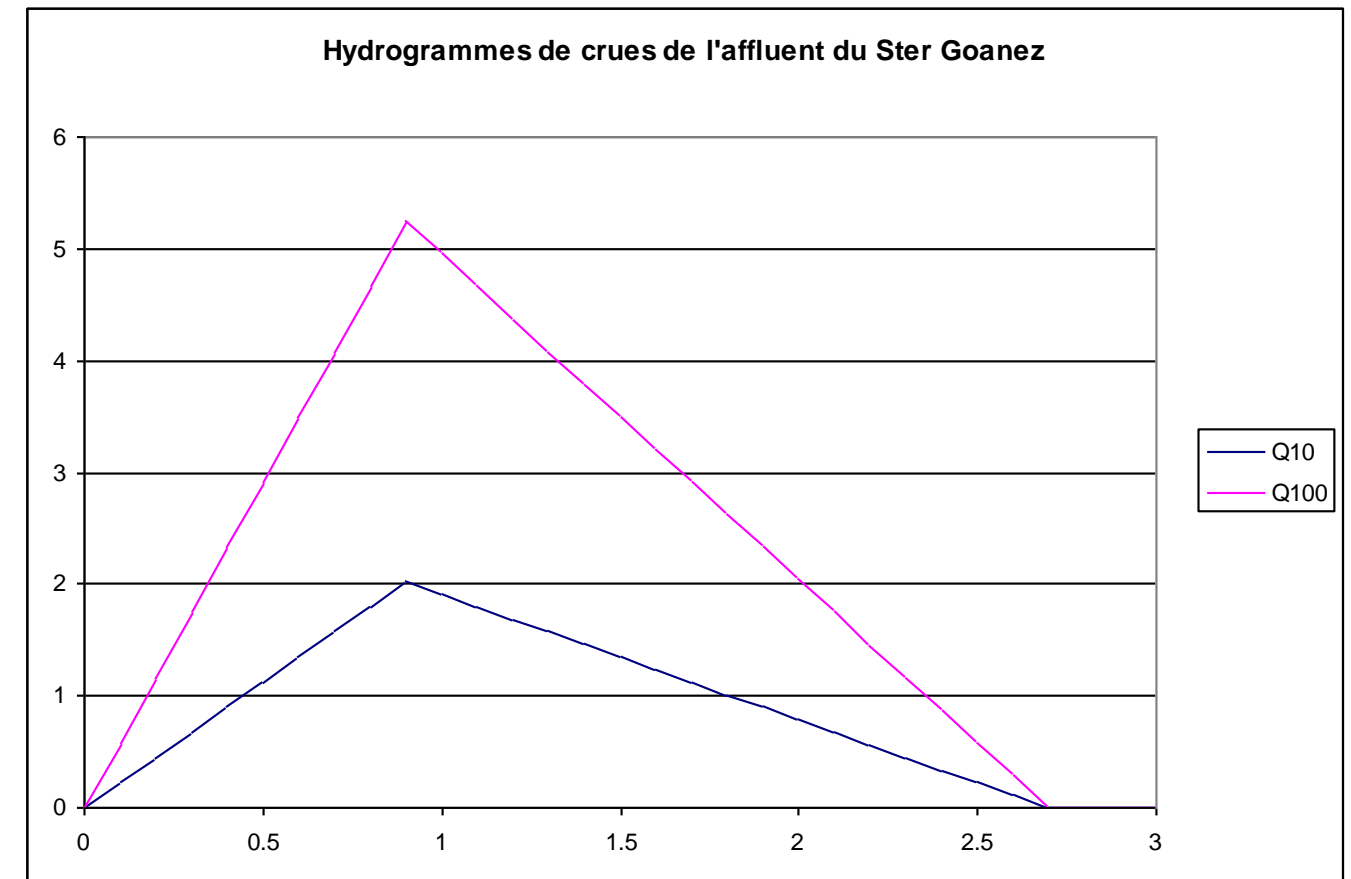
Débits de crue retenus

Q10 = 3.9 m³/s

Q100 = 9.0 m³/s



Affluent Ster Goanez - 3				
Fiche hydrologique				
Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA - octobre 2006				
1 – Paramètres hydrologiques				
	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana			
	a	b		
T = 10 ans – Tc < 44 mn	X	X	Pluies journalières	
T = 10 ans – Tc > 44 mn	355	0.685	P10 = 51 mm	
T = 100 ans – Tc < 44 mn	X	X	Coefficient Régional	
T = 100 ans – Tc > 44 mn	897.696	0.78	R = 1.50	
			Rapport Q100/Q10	
			S < 20 km² : 2.59	
			S > 20 km² : 1.6	
			P100 = 65 mm	
2 – Etat du bassin versant				
	Surface		Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans	
Routes	0.000 km²	soit 0%	1	
Zones urbanisées	0.000 km²	soit 0%	0.6	
cultures - bois forte pente	0.000 km²	soit 0%	0.5	
prairies	1.000 km²	soit 93%	0.3	
zones boisées	0.070 km²	soit 7%	0.3	
Caractéristiques du bassin versant total	1.070 km²		0.30	
3 – Caractéristiques de l'écoulement principal				
Altitude du point haut	128.00 mNGF			
Altitude du point bas	53.00 mNGF			
Pente moyenne	0.035 m/m			
Longueur totale	2.146 km			
Vitesse moyenne d'écoulement	0.65 m/s			
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans	55 mn			
4 – Calcul des débits de pointe				
	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	Tc = 55 mn - C = 0.30 Ic = 23 mm/h	#NOMBRE!	#NOMBRE!	Tc = 48 mn - C = 0.41 Ic = 39 mm/h
Formule rationnelle	2.034 m3/s			5.271 m3/s
Formule CRUPEDIX	0.644 m3/s			-
Formule de transition	2.023 m3/s			5.240 m3/s
Débits de crue retenus				
Q10 =	2.0			m³/s
Q100 =	5.2			m³/s



Ruisseau Ster Goanez
Fiche hydrologique
Méthode de calcul issue du « Guide technique de l'assainissement routier » - SETRA - octobre 2006

1 – Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode CRUPEDIX	
	Coefficients de Montana		Pluies journalières	Coefficient Régional
	a	b		
T = 10 ans – Tc < 60 mn	X	X	P10 = 51 mm	R = 1.50
T = 10 ans – Tc > 60 mn	355	0.685		Rapport Q100/Q10
T = 100 ans – Tc < 60 mn	X	X	P100 = 65 mm	S < 20 km² #VALEUR!
T = 100 ans – Tc > 60 mn	897.696	0.78		S > 20 km²

2 – Etat du bassin versant

	Surface		Coefficient de ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0.000 km²	soit 0%	1
Zones urbanisées	0.000 km²	soit 0%	0.6
cultures - bois forte pente	0.000 km²	soit 0%	0.5
prairies	70.850 km²	soit 100%	0.3
zones boisées	0.000 km²	soit 0%	0.3
Caractéristiques du bassin versant total	70.850 km²		0.30

3 – Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude du point haut : 0.00 mNGF
 Altitude du point bas : 0.00 mNGF
 Pente moyenne : #DIV/0!
 Longueur totale : 0.000 km
 Vitesse moyenne d'écoulement : #DIV/0!

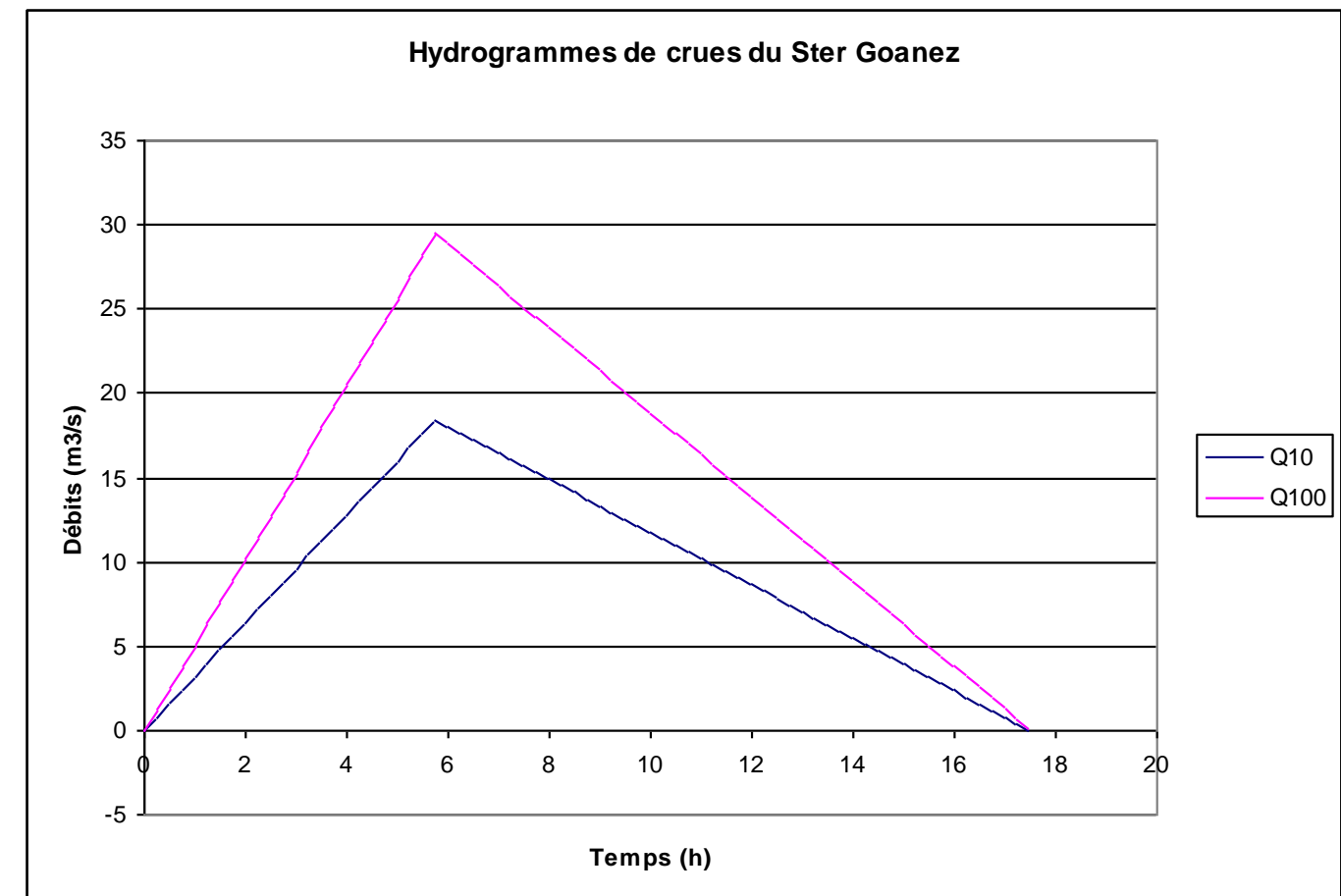
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans	X
--	----------

4 – Calcul des débits de pointe

	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!
Formule rationnelle	-			-
Formule CRUPEDIX	18.421 m3/s			29.474 m3/s
Formule de transition	-			-

Débits de crue retenus

Q10 = 18.4 m³/s
Q100 = 29.5 m³/s





Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OH7
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b			P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km ²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km ²	1,6	Po
Approximation : Q100 =	0 x Q10				32 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,020 km ²	soit 12%	1
Zones urbanisées	0,000 km ²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km ²	soit 0%	0,5
Prairies	0,153 km ²	soit 88%	0,2
Zones boisées	0,000 km ²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,173 km ²	0,29
--	-----------------------	------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	97,00 mNGF	Longueur totale	320 m
Altitude point bas	90,70 mNGF	Pente moyenne	0,020 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,20 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		27 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=27mn - C=0,29 - l=39 mm/h 0,551 m ³ /s	Tc=24mn - C=0,4 - l=76 mm/h 1,460 m ³ /s
Formule de Crupédix	0,150 m ³ /s	0,351 m ³ /s
Formule de transition	0,588 m ³ /s	1,562 m ³ /s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,55 m ³ /s
Q100 =	1,46 m ³ /s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 800
Pente	2,0%
Débit capable	1,556 m ³ /s
Vitesse	3,10 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OH10
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b			P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km ²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km ²	1,6	Po
Approximation : Q100 =	0 x Q10				37 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,006 km ²	soit 2%	1
Zones urbanisées	0,000 km ²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km ²	soit 0%	0,5
Prairies	0,304 km ²	soit 98%	0,2
Zones boisées	0,000 km ²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,310 km ²	0,22
--	-----------------------	------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	137,00 mNGF	Longueur totale	850 m
Altitude point bas	100,40 mNGF	Pente moyenne	0,043 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,29 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		49 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=49mn - C=0,22 - l=30 mm/h 0,565 m ³ /s	Tc=41mn - C=0,34 - l=49 mm/h 1,444 m ³ /s
Formule de Crupédix	0,239 m ³ /s	0,559 m ³ /s
Formule de transition	0,590 m ³ /s	1,512 m ³ /s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,56 m ³ /s
Q100 =	1,44 m ³ /s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 800
Pente	2,0%
Débit capable	1,556 m ³ /s
Vitesse	3,10 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OH11
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b	Rapport Q100/Q10		
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		P10 51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0,1 x Q10				37 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,004 km²	soit 2%	1
Zones urbanisées	0,000 km²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km²	soit 0%	0,5
Prairies	0,164 km²	soit 98%	0,2
Zones boisées	0,000 km²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,168 km²	0,22
---	------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	145,00 mNGF	Longueur totale	500 m
Altitude point bas	121,50 mNGF	Pente moyenne	0,047 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,30 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		27 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=27mn - C=0,22 - i=39 mm/h 0,399 m³/s	Tc=23mn - C=0,34 - i=77 mm/h 1,233 m³/s
Formule de Crupédix	0,146 m³/s	0,342 m³/s
Formule de transition	0,422 m³/s	1,316 m³/s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,40 m³/s
Q100 =	1,23 m³/s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 800
Pente	2,0%
Débit capable	1,556 m³/s
Vitesse	3,10 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OH14
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b	Rapport Q100/Q10		
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		P10 51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0,1 x Q10				38 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,000 km²	soit 0%	1
Zones urbanisées	0,000 km²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km²	soit 0%	0,5
Prairies	0,090 km²	soit 100%	0,2
Zones boisées	0,000 km²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,090 km²	0,20
---	------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	123,50 mNGF	Longueur totale	800 m
Altitude point bas	94,70 mNGF	Pente moyenne	0,036 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,43 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		31 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=31mn - C=0,2 - i=37 mm/h 0,184 m³/s	Tc=26mn - C=0,33 - i=70 mm/h 0,576 m³/s
Formule de Crupédix	0,089 m³/s	0,208 m³/s
Formule de transition	0,194 m³/s	0,614 m³/s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,18 m³/s
Q100 =	0,58 m³/s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 600
Pente	2,0%
Débit capable	0,722 m³/s
Vitesse	2,56 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OHR2
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b			P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0 x Q10				35 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,010 km²	soit 6%	1
Zones urbanisées	0,000 km²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km²	soit 0%	0,5
Prairies	0,151 km²	soit 94%	0,2
Zones boisées	0,000 km²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,161 km²	0,25
---	------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	97,00 mNGF	Longueur totale	320 m
Altitude point bas	90,70 mNGF	Pente moyenne	0,020 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,20 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		27 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=27mn - C=0,25 - i=39 mm/h 0,438 m³/s	Tc=23mn - C=0,37 - i=77 mm/h 1,261 m³/s
Formule de Crupédix	0,141 m³/s	0,331 m³/s
Formule de transition	0,465 m³/s	1,348 m³/s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,44 m³/s
Q100 =	1,26 m³/s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 800
Pente	2,0%
Débit capable	1,556 m³/s
Vitesse	3,10 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OHR4
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b			P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0 x Q10				37 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,004 km²	soit 2%	1
Zones urbanisées	0,000 km²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km²	soit 0%	0,5
Prairies	0,169 km²	soit 98%	0,2
Zones boisées	0,000 km²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,173 km²	0,22
---	------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	145,00 mNGF	Longueur totale	670 m
Altitude point bas	113,50 mNGF	Pente moyenne	0,047 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,52 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		21 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=21mn - C=0,22 - i=43 mm/h 0,457 m³/s	Tc=18mn - C=0,34 - i=94 mm/h 1,545 m³/s
Formule de Crupédix	0,150 m³/s	0,351 m³/s
Formule de transition	0,485 m³/s	1,655 m³/s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,46 m³/s
Q100 =	1,54 m³/s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 800
Pente	2,0%
Débit capable	1,556 m³/s
Vitesse	3,10 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrages OHR5 et OH12
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b	Rapport Q100/Q10		P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km ²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km ²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0 x Q10				38 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,000 km ²	soit 0%	1
Zones urbanisées	0,000 km ²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km ²	soit 0%	0,5
Prairies	0,048 km ²	soit 100%	0,2
Zones boisées	0,000 km ²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,048 km²	0,20
---	-----------------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	136,00 mNGF	Longueur totale	910 m
Altitude point bas	104,45 mNGF	Pente moyenne	0,035 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,26 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		58 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=58mn - C=0,2 - i=28 mm/h 0,075 m ³ /s	Tc=49mn - C=0,33 - i=43 mm/h 0,189 m ³ /s
Formule de Crupédix	0,054 m ³ /s	0,126 m ³ /s
Formule de transition	0,078 m ³ /s	0,196 m ³ /s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,08 m ³ /s
Q100=	0,19 m ³ /s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 600
Pente	3,3%
Débit capable	0,928 m ³ /s
Vitesse	3,28 m/s



Déviation de Chateauneuf-du-Faou - Ouvrage OHR7
Dimensionnement ouvrage hydraulique
Calculs basés sur le "Guide technique de l'assainissement routier" (SETRA - 2006)

Paramètres hydrologiques

	Méthode rationnelle		Méthode Crupédix		Pluies journalières
	Coefficients de Montana		Coefficient régional R		
	a	b	Rapport Q100/Q10		P10
T = 10 ans - Tc < 45mn	162,6	0,431	1,5		51 mm
T = 10 ans - Tc > 45mn	355	0,685	Rapport Q100/Q10		P100
T = 100 ans - Tc < 45mn	318	0,48	A < 20 km ²	2,34	65 mm
T = 100 ans - Tc > 45mn	898	0,78	A > 20 km ²	1,6	P0
Approximation : Q100 =	0 x Q10				38 mm

Caractéristiques du bassin versant

	Surfaces		Coef. ruissellement C pour T = 10 ans
Routes	0,000 km ²	soit 0%	1
Zones urbanisées	0,000 km ²	soit 0%	0,6
Cultures - Bois forte pente	0,000 km ²	soit 0%	0,5
Prairies	0,042 km ²	soit 100%	0,2
Zones boisées	0,000 km ²	soit 0%	0,3

Caractéristiques du bassin versant total	0,042 km²	0,20
---	-----------------------------	-------------

Caractéristiques de l'écoulement principal

Altitude point haut	123,50 mNGF	Longueur totale	450 m
Altitude point bas	103,50 mNGF	Pente moyenne	0,044 m/m
Vitesse moyenne d'écoulement		0,30 m/s	
Temps de concentration Tc pour T = 10 ans		25 mn	

Calcul des débits de pointe

	T=10 ans	T=100 ans
Formule rationnelle	Tc=25mn - C=0,2 - i=40 mm/h 0,094 m ³ /s	Tc=21mn - C=0,33 - i=82 mm/h 0,316 m ³ /s
Formule de Crupédix	0,048 m ³ /s	0,113 m ³ /s
Formule de transition	0,099 m ³ /s	0,337 m ³ /s

Débits de crue retenus

Q10 =	0,09 m ³ /s
Q100=	0,32 m ³ /s

Ouvrage retenu

Type	Buse béton diam. 500
Pente	2,0%
Débit capable	0,444 m ³ /s
Vitesse	2,26 m/s

8. ANNEXE 2 : DIMENSIONNEMENTS BASSINS DE TRAITEMENT

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR1

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	81000.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	50.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^a b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1958.87 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1958.87 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	3.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	20.69 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	62.081 m
Surface du bassin (l * L)	1284.7 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	642.34 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	642.34 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	89.2 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	28.3 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	89.2 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	120 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	27.9 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	19.2 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	278.22 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	20.7 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	19.2 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.43 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.258 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	284.0 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0019 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	28.3 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	81000 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^a b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.3 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	2131.20 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	2559.23 m ³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR2

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	69800.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	50.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^a b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1694.93 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1694.93 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	3.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	19.13 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	57.391 m
Surface du bassin (l * L)	1097.9 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	548.95 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	548.95 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	76.2 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	23.8 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	76.2 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	110 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	23.5 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	16.2 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	281.77 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	19.1 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	16.2 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.37 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.222 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	242.8 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0017 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	23.8 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	69800 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^a b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.2 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	1856.82 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	2229.74 m ³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR3

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)	24600.00 m ²
Surface active de l'impluvium routier (Sa)	50.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	319.0
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	-0.69
Coefficient b de Montana	2.00 hr
Durée de pluie (t)	629.73 m ³
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	629.73 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	5.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	8.34 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	41.679 m
Surface du bassin (l * L)	347.4 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	173.72 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	173.72 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	24.1 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	7.9 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	24.1 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	63 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	7.8 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	5.4 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	266.63 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	8.3 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	5.4 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.13 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.078 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	84.0 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0013 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	7.9 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	24600 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.2 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	672.36 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	807.39 m³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR4

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	65600.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	50.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1595.95 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	1595.95 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	5.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	14.14 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	70.714 m
Surface du bassin (l * L)	1000.1 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	500.05 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	500.05 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	69.5 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	22.8 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	69.5 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	108 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	22.6 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	15.7 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	266.04 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	14.1 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	15.7 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.35 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.210 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	231.1 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0022 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	22.8 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	65600 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.3 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	1730.09 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	2077.55 m³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR5

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	86700.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	50.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	2093.20 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	2093.20 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	6.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	14.90 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	89.399 m
Surface du bassin (l * L)	1332.0 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	666.02 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	666.02 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	92.5 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	32.8 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	92.5 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	130 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	32.7 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	22.5 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	246.85 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	14.9 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	22.5 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.46 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.276 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	312.5 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0030 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	32.8 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	86700 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.4 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	2200.71 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	2642.69 m³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR6

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	99600.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	50.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	2397.21 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	2397.21 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	9.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	2.20 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	8.77 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	78.922 m
Surface du bassin (l * L)	692.1 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	346.03 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	346.03 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	48.1 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	39.5 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	48.1 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	2.20 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	124 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	39.1 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	27.2 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	105.82 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	8.8 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	27.2 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.53 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.318 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	366.1 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0062 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	39.5 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	99600 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.4 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	2474.90 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	2971.95 m³

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN BR1bis

I - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION ACCIDENTELLE

1 - VOLUME UTILE DU BASSIN (ORIFICE FERMÉ)

Surface active de l'impluvium routier (Sa)	12650.00 m ²
Volume de la pollution accidentelle (Vpa)	0.00 m ³
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Durée de pluie (t)	2.00 hr
Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	298.10 m ³
Hauteur d'eau de la pluie de période de retour T et de durée T (h(T,t))	0.024 m

2 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BASSIN

Volume utile du bassin pour contenir la pollution accidentelle (Vu)	298.10 m ³
Pente (H/V) des berges du bassin (m)	2/1
Rapport longueur sur largeur du bassin au miroir du volume mort (x)	6.00
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.50 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	4.76 m
Longueur du bassin au miroir du volume mort (L)	28.544 m
Surface du bassin (l * L)	135.8 m ²
Volume mort du bassin (Vm)	67.89 m ³

3 - DÉBIT DE FUITE POUR ASSURER L'INTERVENTION

Volume mort du bassin (Vm)	67.89 m ³
Temps de propagation de la pollution (~ temps d'intervention) (Tp)	1.00 hr
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	9.4 l/s

4 - DIMENSIONNEMENT DE L'ORIFICE DE SORTIE

Débit de fuite maximal du bassin pour h = hu (Qf max)	5.2 l/s
Débit de fuite maximal pour assurer l'intervention (Qf int)	9.4 l/s
Hauteur d'eau utile du bassin (hauteur de marnage) (hu)	1.30 m
Diamètre de l'orifice de fuite du bassin	51 mm
Débit de fuite à hauteur utile maxi	5.1 l/s
Débit de fuite à mi-hauteur utile	3.6 l/s
Nouveau temps de propagation du panache de la pollution accidentelle (Tp)	158.25 min

II - DIMENSIONNEMENT DU BASSIN ROUTIER VIS-A-VIS DE LA POLLUTION CHRONIQUE

Hauteur d'eau du volume mort (hm)	0.5 m
Largeur du bassin au miroir du volume mort (l)	4.8 m
Débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile	3.6 l/s
Débit de pointe décennal à l'entrée du bassin (Q10)	0.07 m ³ /s
Vitesse horizontale des écoulements (Vh) inférieure à	0.15 m/s
Taux d'abattement des MES	85 %
=> Vitesse de sédimentation du bassin (Vs) inférieure à	1 m/h
Débit de pointe pour une période de retour T (QT)	0.042 m ³ /s
Surface du bassin nécessaire afin de traiter la pollution chronique, au miroir du volume mort (Sb)	48.2 m ²
Vitesse horizontale dans l'ouvrage	0.0015 m/s

III - VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU BASSIN EN TANT QUE BASSIN DE RETENUE

Débit de fuite maximal du bassin (Qf max)	9.4 l/s
Surface active de l'impluvium (Sa)	12650 m ²
Coefficient a de Montana (i = at ^b en mm/hr et t en min)	319.0
Coefficient b de Montana	-0.69
Coefficient caractéristique du dispositif de sortie (alpha)	0.50
Débit de fuite spécifique du bassin (Qs)	1.5 mm/h
Volume de rétention du bassin (Vr initial)	309.28 m ³
Omega	1.20
Volume de rétention du bassin (Vr corrigé = Vr * omega)	371.40 m³