



Version N° 4

Août 2010



RÉVISION DU SCHÉMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

Rapport d'étude

**SAFEGE**
Ingénieurs Conseils



SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ILE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX
Agence de RENNES : 1 rue du Général de Gaulle - 35760 SAINT-GRÉGOIRE

TABLE DES MATIÈRES

PARTIE 1 - COLLECTE DES DONNÉES ET COMPRÉHENSION DU SYSTÈME.....	1-1
1 Objectifs de l'étude	1-2
2 Contexte général	1-3
2.1 Périmètre d'étude	1-3
2.2 Contexte Géomorphologique	1-4
2.2.1 Topographie générale	1-4
2.2.2 Géologie et Géotechnie	1-4
2.2.3 Hydrogéologie	1-4
2.2.4 Réseau hydrographique	1-5
2.3 Données hydrométriques.....	1-6
2.3.1 Débits caractéristiques des rivières.....	1-6
2.3.2 Influences du niveau des marées	1-10
2.4 Milieu naturel	1-12
2.5 Pluviométrie locale.....	1-17
2.6 Urbanisation future.....	1-19
3 Caractéristiques du S.I.G.....	1-20
3.1 Objectifs et méthodologie	1-20
3.2 Structuration du S.I.G.....	1-21
3.3 Analyse des données structurelles existantes	1-22
3.3.1 Objectif	1-22
3.3.2 Canalisations.....	1-22
3.3.3 Regards	1-24
3.3.4 Caractéristiques des bassins de rétention d'eaux pluviales	1-25
3.3.5 Caractéristiques des postes de relevage d'eaux pluviales	1-26
3.4 Investigations complémentaires	1-26
3.4.1 Objectifs et méthodologie.....	1-26
3.4.2 Regards et canalisations.....	1-26
3.4.3 Exutoires.....	1-27

3.4.4 Bassins de rétention	1-27
4 Réseau structurant et découpage en bassins versants	1-28
4.1 Réseau structurant	1-28
4.1.1 Méthodologie.....	1-28
4.1.2 Réseau structurant modélisé	1-30
4.2 Bassins versants élémentaires	1-30
4.2.1 Découpage en bassins versants élémentaires	1-30
4.2.2 Détermination des caractéristiques hydrologiques des bassins versants en situation actuelle	1-31
4.2.3 Bassins versants principaux.....	1-35
5 Analyse hydrologique détaillée – définition des événements de référence simulés.....	1-37
5.1 Conditions aux limites pour l'analyse hydraulique	1-37
5.1.1 Objectifs	1-37
5.1.2 Analyse critique des pluies de référence du précédent Schéma Directeur (BCEOM, 1998)	1-38
5.1.3 Détermination des pluies de projets capacitaires type « orage d'été »	1-39
5.1.4 Détermination des pluies de projets en période de crues.....	1-40
5.1.5 Influence aval	1-41
5.1.6 Synthèse des événements simulés	1-43
5.2 Conditions aux limites pour l'analyse qualité	1-43
5.2.1 Objectifs	1-43
5.2.2 Choix de l'année de pluies réelles	1-43
PARTIE 2 - DIAGNOSTIC DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL	2-1
1 Campagne de mesures	2-2
1.1 Organisation et objectifs de la campagne de mesures	2-2
1.2 Analyse de la pluviométrie.....	2-3
1.2.1 Disponibilité des mesures pluviométriques.....	2-5
1.2.2 Analyse de la pluviométrie	2-5
1.2.3 Choix des pluies de calage.....	2-8
1.3 Analyse des mesures de débit.....	2-11
1.4 Enquête de rejet	2-14
1.4.1 Objectifs et méthodologie.....	2-14

1.4.2 Résultats	2-14
2 Modélisation hydraulique	2-15
2.1 Présentation de l'outil de modélisation	2-15
2.1.1 Présentation du module hydrologique	2-15
2.1.2 Présentation du module hydraulique	2-17
2.1.3 Présentation du module LTS	2-17
2.2 Construction du modèle numérique	2-18
2.2.1 Données source utilisées.....	2-18
2.2.2 Caractéristiques principales du modèle	2-19
2.3 Calage du modèle numérique	2-22
2.3.1 Objectif et méthodologie	2-22
2.3.2 Résultats du calage	2-24
3 Diagnostic hydraulique en situation actuelle.....	2-26
3.1 Événements simulés	2-26
3.2 Critères d'analyse du fonctionnement des réseaux	2-26
3.2.1 Mises en charge	2-27
3.2.2 Risques de débordement.....	2-27
3.3 Analyse du fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales en situation actuelle	2-28
4 Diagnostic qualité.....	2-31
4.1 Objectifs	2-31
4.2 Méthodologie et hypothèses	2-32
4.2.1 Généralités	2-32
4.2.2 Pollution déversée par les exutoires du réseau d'eaux pluviales.....	2-32
4.2.3 Impact de la pollution sur l'Odet.....	2-38
4.3 Analyse qualité du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales	2-40
4.3.1 Analyse qualité	2-40
4.3.2 Hiérarchisation des bassins versants	2-44
PARTIE 3 - PROPOSITIONS D'AMÉNAGEMENTS	3-1
1 Proposition d'aménagements hydrauliques	3-2
1.1 Objectifs et hypothèses de chiffrage	3-2
1.1.1 Généralités	3-2
1.1.2 Périodes de retour de référence de dimensionnement	3-2

1.1.3 Hypothèses de chiffrage des aménagements	3-3
1.2 Proposition d'aménagements	3-5
1.2.1 Aménagements Avenue Ti Pont	3-5
1.2.2 Aménagements Route de Locronan.....	3-6
1.2.3 Aménagements secteur de Kerivoal	3-6
1.2.4 Aménagements Avenue des Oiseaux	3-7
1.2.5 Aménagements à l'aval du Rond Point du séminaire.....	3-8
1.2.6 Aménagements Route de Pont l'Abbé.....	3-9
1.2.7 Aménagements Rue du Poker	3-10
1.2.8 Aménagements Avenue de Braden.....	3-11
1.2.9 Aménagements vieille route de Concarneau	3-12
1.2.10 Aménagements Avenue du Morbihan	3-13
1.2.11 Aménagements Avenue de la Libération.....	3-14
1.2.12 Aménagements rue de la Fontaine.....	3-15
1.2.13 Aménagements rue du Docteur Picquenard	3-16
1.2.14 Aménagements rue Jules Verne	3-17
1.2.15 Aménagements rue Jules Verne amont	3-18
1.2.16 Aménagements route de Brest amont.....	3-19
1.2.17 Aménagements route de Brest aval	3-20
1.2.18 Aménagements rue Jean Jaurès	3-21
1.2.19 Aménagements rue Albert Stephan	3-22
1.3 Synthèse et chiffrage des aménagements proposés.....	3-22
2 Proposition d'aménagements qualité	3-24
2.1 Présentation générale.....	3-24
2.1.1 Dispositifs de traitement des pollutions chroniques des eaux pluviales.....	3-24
2.1.2 Méthodologie de dimensionnement et hypothèses de chiffrage des travaux	3-25
2.2 Propositions d'aménagements	3-27
2.2.1 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20008 (ruisseau de Keriner)	3-27
2.2.2 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20067 (rivière Frout)	3-30
2.2.3 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20040 (ruisseau Kermabeuzen)	3-32

2.2.4	Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20165 (rivière Kerbietat)	3-33
2.2.5	Aménagements sur les bassins versants des exutoires 20131 et 20132	3-34
2.2.6	Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20019.....	3-36
2.2.7	Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20127.....	3-38
2.2.8	Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20104.....	3-39
2.2.9	Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20113.....	3-42
2.3	Synthèse et chiffrage des aménagements proposés	3-44
	PARTIE 4 - SCHÉMA DIRECTEUR	4-1
	1 Programme de travaux.....	4-2
1.1	Méthodologie.....	4-2
1.1.1	Aménagements hydrauliques.....	4-2
1.1.2	Aménagements qualité	4-3
1.2	Programme de travaux.....	4-3
	2 Projet de zonage pluvial	4-6
	3 Régularisation des réseaux d'assainissement pluvial	4-7
	4 Analyse patrimoniale	4-8
4.1	Généralités sur le renouvellement des réseaux.....	4-8
4.2	État des lieux	4-8
4.3	Politique de renouvellement.....	4-9
	5 Taxe de raccordement – eaux pluviales	4-13
5.1	Considérations générales	4-13
5.2	Institution de la taxe	4-14
5.2.1	Champ d'application	4-14
5.2.2	Assiette et tarif.....	4-14
5.2.3	Recouvrement de la taxe.....	4-15
5.3	Situation administrative actuelle	4-15
5.4	Incidence financière pour la Ville de QUIMPER.....	4-16

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1-1 : Vue d'ensemble de la zone d'étude	1-3
Figure 1-2 : Bassins hydrographiques des trois principaux cours d'eau de QUIMPER	1-6
Figure 1-3 : Réseau de mesures	1-7
Figure 1-4 : Débits moyens mensuels des rivières traversant QUIMPER (source : Banque HYDRO)	1-8
Figure 1-5 : Débits spécifiques moyens de l'Odet et de ses affluents à QUIMPER	1-9
Figure 1-6 : Corrélation entre les niveaux d'eau à BÉNODET et à QUIMPER (Corniguel)	1-11
Figure 1-7 : Analyse statistique des niveaux atteints à QUIMPER (Corniguel)....	1-11
Figure 1-8 : Réseau de suivi de la qualité de l'eau du bassin versant de l'Odet (source du plan : SIVALODET)	1-14
Figure 1-9 : Mesures qualité pour les paramètres NH4, NO2 et NO3 sur la période 2006 à 2008	1-15
Figure 1-10 : Mesures qualité pour les paramètres PO4 et E. Coli sur la période 2006 à 2008	1-16
Figure 1-11 : Cumuls mensuels moyens à QUIMPER (1971 – 2007).....	1-17
Figure 1-12 : Courbes de Montana (hauteur précipitée en fonction de la durée de la pluie).....	1-19
Figure 1-13 : Modèle Conceptuel des Données géographiques des réseaux d'eaux pluviales	1-21
Figure 1-14 : Proportion du linéaire de réseau dont les paramètres diamètre et matériaux sont renseignés dans la base SIG.....	1-23
Figure 1-15 : Proportion du nombre de regards de réseau dont les paramètres de nivellation sont renseignés.....	1-25
Figure 1-16 : Méthodologie appliquée à la définition du réseau structurant	1-29

Figure 1-17 : Occupation des sols actuelle	1-33
Figure 1-18 : Coefficients de ruissellement des bassins versant élémentaires pour des événements pluvieux exceptionnels (période de retour supérieure à 1 an)	1-34
Figure 1-19 : Découpage en bassins versants principaux	1-36
Figure 1-20 : Répartition des temps de concentration des bassins versants élémentaires.....	1-39
Figure 1-21 : Pluies de projet capacitaires type « orage d'été »	1-40
Figure 1-22 : Pluies de projet type « crue »	1-41
Figure 1-23 : Ligne d'eau dans l'Odet	1-42
Figure 1-24 : Variabilité de la hauteur de pluie annuelle à la station de Pluguffan (écart à la moyenne des 10 ans).....	1-44
Figure 1-25 : Représentation graphique du tableau 1-9	1-45
Figure 1-26 : Représentation graphique du tableau 1-10	1-46
Figure 2-1 : Principe de mesure du capteur de vitesse à effet Doppler (source : documentation HYDREKA).....	2-2
Figure 2-2 : Localisation des points de mesures de débit et pluviomètres sur le réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER	2-4
Figure 2-3 : Disponibilité des mesures pluviométriques	2-6
Figure 2-4 : Répartition des jours de pluie selon le cumul journalier précipité – pluviomètre « Jules Verne ».....	2-7
Figure 2-5 : Répartition des événements pluvieux selon le cumul précipité – pluviomètre « Jules Verne ».....	2-8
Figure 2-6 : Pluviométrie journalière mesurée du 06 avril au 01 juin 2009	2-9
Figure 2-7 : Analyse des événements pluvieux	2-10
Figure 2-8 : Hyéogrammes des pluies de calage retenues – pluviomètre « Jules Verne ».....	2-12
Figure 2-9 : Mesures de débits – point EP3 ; précipitations issues du pluviomètre « Jules Vern »	2-13
Figure 2-10 : Schéma de principe du simple réservoir linéaire	2-15

Figure 2-11 : Hydrogramme de ruissellement (K est le temps de réponse du sous-bassin versant de collecte)	2-17
Figure 2-12 : Hypothèses sur les sections des fossés et cours d'eau modélisés ...	2-19
Figure 2-13 : Exemple de correction de contre-pente – rue Jules Verne	2-20
Figure 2-14 : Présentation du modèle Mike Urban des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER	2-21
Figure 2-15 : Echelle retenue pour l'évaluation de la criticité des mises en charge	2-27
Figure 2-16 : Echelle de criticité retenue pour l'évaluation des risques de débordements.....	2-28
Figure 2-17 : Identification des zones à forts risques d'inondations sur les réseaux de collecte des eaux pluviales pour la pluie trentennale type estivale	2-30
Figure 2-18 : Flux théoriques annuels en MES déversés à l'Odet.....	2-34
Figure 2-19 : Flux théoriques annuels en DCO déversés à l'Odet.....	2-35
Figure 2-20 : Concentrations moyennes théoriques en MES des rejets à l'Odet.....	2-36
Figure 2-21 : Concentrations moyennes théoriques en DCO des rejets à l'Odet.....	2-37
Figure 2-22 : Débits journaliers de l'Odet en aval de QUIMPER– année 2006.....	2-39
Figure 2-23 : Répartition de la population sur le bassin versant de l'Odet en amont de la commune de QUIMPER	2-39
Figure 2-24 : Extrait de la grille d'analyse Seq Eau	2-40
Figure 2-25 : Extrait de la grille SEQ-Eau.....	2-40
Figure 2-26 : Apports des réseaux d'eaux pluviales à l'Odet en DCO et MES....	2-41
Figure 2-27 : Concentrations de l'Odet en DCO à l'aval de QUIMPER.....	2-42
Figure 2-28 : Concentrations de l'Odet en MES à l'aval de QUIMPER	2-43
Figure 2-29 : Proportion de l'apport total en concentrations en DCO et MES à l'Odet.....	2-45
Figure 2-30 : Contribution des bassins versants d'exutoires à l'augmentation de la concentration en MES et DCO de l'Odet par temps de pluie	2-46

Figure 3-1 : Bordereau de prix unitaire des travaux sur canalisations	3-4
Figure 3-2 : Aménagements avenue Ti Pont.....	3-5
Figure 3-3 : Aménagements secteur de Kerivoal.....	3-6
Figure 3-4 : Aménagements avenue des Oiseaux	3-7
Figure 3-5 : Aménagements à l'aval du rond point du séminaire	3-8
Figure 3-6 : Aménagements route de Pont l'Abbé	3-9
Figure 3-7 : Aménagements rue du Poker	3-10
Figure 3-8 : Aménagements avenue de Braden	3-11
Figure 3-9 : Aménagements vieille route de Concarneau.....	3-12
Figure 3-10 : Aménagements Av. du Morbihan	3-13
Figure 3-11 : Aménagements Av. de la Libération.....	3-14
Figure 3-12 : Aménagements rue de la Fontaine	3-15
Figure 3-13 : Aménagements rue du Docteur Picquenard	3-16
Figure 3-14 : Aménagements rue Jules Verne	3-17
Figure 3-15 : Aménagements rue Jules Verne (amont) – solution 1	3-18
Figure 3-16 : Aménagements rue Jules Verne (amont) – solution 2	3-19
Figure 3-17 : Aménagements route de Brest - amont	3-19
Figure 3-18 : Aménagements route de Brest - aval	3-20
Figure 3-19 : Aménagements rue Jean Jaurès.....	3-21
Figure 3-20 : Aménagements rue Albert Stephan.....	3-22
Figure 3-21 : Taux d'abattement des MES par décantation en fonction de la vitesse de chute de dimensionnement de l'ouvrage de traitement.....	3-26
Figure 3-22 : Coût d'un décanteur lamellaire – pose inclue	3-26
Figure 3-23 : Pourcentage du volume ruisselé annuel intercepté par le bassin du Palludec	3-28
Figure 3-24 : Présentation des aménagements qualité à proximité du Palludec ...	3-29

Figure 3-25 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution.....	3-30
Figure 3-26 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire du Frout	3-31
Figure 3-27 : Présentation des aménagements qualité sur le bassin versant de l'exutoire 20165	3-33
Figure 3-28 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution.....	3-36
Figure 3-29 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20019	3-37
Figure 3-30 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution.....	3-38
Figure 3-31 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20127.....	3-39
Figure 3-32 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution.....	3-40
Figure 3-33 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20104.....	3-41
Figure 3-34 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution.....	3-42
Figure 3-35 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20113.....	3-43
Figure 3-36 : Coût des investissements en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet.....	3-45
Figure 3-37 : Prolongement de la courbe de Coût des investissements en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet.....	3-47
Figure 3-38 : Courbe de Coût d'entretien en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet.....	3-47
Figure 4-1 : Coûts d'investissement par priorité.....	4-4
Figure 4-2 : Composition du patrimoine réseau d'assainissement pluvial de QUIMPER	4-10
Figure 4-3 : Bordereau des prix unitaires pour évaluer le patrimoine des réseaux d'assainissement pluvial de QUIMPER	4-10
Figure 4-4 : Carte géographique des âges des canalisation d'assainissement pluvial de QUIMPER	4-11
Figure 4-5 : Echéancier quinquennal prévisionnel pour le renouvellement des réseaux d'assainissement pluvial à QUIMPER	4-12

Tableau 1-1 : Valeurs des crues journalières des rivières traversant QUIMPER (source : banque HYDRO).....	1-9
Tableau 1-2 : Correspondance avec les classes de qualité SEQ-Eau	1-12
Tableau 1-3 : Fréquences d'apparition de précipitations pour les pluies de durée 1 jour.....	1-18
Tableau 1-4 : Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et de la pente.....	1-32
Tableau 1-5 : Conditions aval en fonction du type de pluies de projet	1-42
Tableau 1-6 : Synthèse des conditions aux limites simulées.....	1-43
Tableau 1-7 : Variabilité de la hauteur de pluie annuelle à la station de Pluguffan (écart à la moyenne des 10 ans).....	1-44
Tableau 1-8 : Hauteur de pluie mensuelle pour l'année moyenne	1-45
Tableau 1-9 : Classification des jours de pluies par fréquence d'apparition.....	1-46
Tableau 2-1 : Caractéristiques des événements de calage – pluviomètre « Jules Verne ».....	2-11
Tableau 2-2 : Caractéristiques des événements de calage pour les 3 pluviomètres : « Jules Verne », « Kervouyec » et « STEP du Corniguel ».....	2-11
Tableau 2-3 : Caractéristiques principales du modèle Mike Urban	2-19
Tableau 2-4 : Synthèse des résultats du calage global	2-24
Tableau 2-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et de la pente.....	2-25
Tableau 2-6 : Synthèse des conditions aux limites simulées.....	2-26
Tableau 2-7 : Zones à forts risques d'inondations sur les réseaux de collecte des eaux pluviales	2-29
Tableau 2-8 : Charge annuelle en MES et DCO par type d'urbanisation (source : J. Cottet, ENPC)	2-33
Tableau 3-1 : Préconisations de dimensionnement des systèmes de gestions des eaux pluviales (source : NF EN 752-2)	3-3
Tableau 3-2 : Chiffrage des aménagements hydrauliques.....	3-23

Tableau 3-3 : Liste des exutoires « les plus polluants ».....	3-25
Tableau 3-4 : Liste des aménagements qualité à proximité du Palludec.....	3-29
Tableau 3-5 : Coût des aménagements	3-46
Tableau 4-1 : Détail des aménagements préconisés avec priorité d'action et coûts d'investissement associés	4-5

TABLE DES ANNEXES

PARTIE 1

ANNEXE 1 : Carte du réseau de suivi du bassin versant de l'Odet en 2008

ANNEXE 2 : Extrait de la grille SEQ-Eau

ANNEXE 3 : Extrait du rapport « Bassin versant de l'Odet – suivi de la qualité de l'eau, Bilan 2008 », SIVALODET

ANNEXE 4 : Zones d'urbanisation future à horizon 2025 – Plan

ANNEXE 5 : Analyse pluviométrique – Pluies de projet par paliers

ANNEXE 6 : Structure des tables du S.I.G.

ANNEXE 7 : Plan d'ensemble des réseaux d'eaux pluviales

ANNEXE 8 : Bassins de gestion des eaux pluviales

ANNEXE 9 : Postes de refoulement du réseau d'eaux pluviales

ANNEXE 10 : Plan général de découpage en bassins versants

ANNEXE 11 : Caractéristiques des bassins versants élémentaires

PARTIE 2

ANNEXE 1 : Mesures de pluviométrie

ANNEXE 2 : Mesures de débits

ANNEXE 3 : Résultats de l'enquête de rejets

ANNEXE 4 : Liste des contre-pentes corrigées dans le modèle numérique Mike Urban

ANNEXE 5 : Plan du réseau modélisé avec contre-pentes non-corrigées dans le modèle numérique Mike Urban

ANNEXE 6 : Source des données topographiques utilisées

ANNEXE 7 : Courbes de calage

ANNEXE 8 : Résultats des simulations pour les pluies de projet de type estival

ANNEXE 9 : Résultats des simulations pour les pluies de projet de type hivernal

ANNEXE 10 : Risques de débordements pour la pluie de projet 30 ans de type estival (plan A0)

ANNEXE 11 : Risques de débordements pour la pluie de projet 10 ans de type estival (plan A0)

ANNEXE 12 : Taux de mise en charge pour la pluie de projet 10 ans de type estival (plan A0)

ANNEXE 13 : Liste des événements pluvieux de l'année 2006

ANNEXE 14 : Hypothèses d'abattement des ouvrages de rétention et dépollution des eaux pluviales

PARTIE 3

ANNEXE 1 : Méthode des volumes

PARTIE 4

ANNEXE 1 : Déficit capacitaire des canalisations existantes par rapport au débit de pointe décennal

ANNEXE 2 : Plan d'ensemble des aménagements préconisés dans le cadre du Schéma Directeur

PARTIE 1

COLLECTE DES DONNÉES ET COMPRÉHENSION DU SYSTÈME

1

Objectifs de l'étude

La Ville de QUIMPER a souhaité actualiser son schéma directeur d'assainissement pluvial réalisé en 1998, afin d'adapter sa politique de gestion des eaux pluviales au contexte actuel :

- ✓ en mettant à jour les données sur le **contexte hydrologique du secteur** ;
- ✓ en intégrant à la réflexion le **développement de l'urbanisme** des dix dernières années et à venir ;
- ✓ en assurant une **cohérence** des interventions à venir avec les objectifs fixés par le **SAGE de l'Odet** via une détermination de l'impact des réseaux d'eaux pluviales sur la qualité des eaux du milieu récepteur ;
- ✓ pour disposer d'**outils actualisés et opérationnels** de gestion du système d'assainissement pluvial – **SIG et modèle numérique** - ;
- ✓ en intégrant à son PLU un **zonage pluvial** ;
- ✓ en **régularisant ses réseaux d'eaux pluviales** conformément au décret 2006-881 du 17 juillet 2006 ;
- ✓ en quantifiant les investissements à venir sous forme d'un **programme de travaux** chiffré et hiérarchisé ;
- ✓ en étudiant les modalités d'une mise en place éventuelle d'une **taxe de raccordement** permettant d'assurer le financement du service.

Le rapport d'étude est constitué de 4 parties :

- ✓ Partie 1 : Collecte des données et compréhension du système ;
- ✓ Partie 2 : Diagnostic de l'assainissement pluvial ;
- ✓ Partie 3 : Scénarios d'aménagements ;
- ✓ Partie 4 : Schéma Directeur.

2**Contexte général**

2.1 Pérимètre d'étude

La révision du schéma directeur d'assainissement pluvial de la Ville de QUIMPER est réalisée sur l'ensemble du territoire communal (cf. figure 1-1).

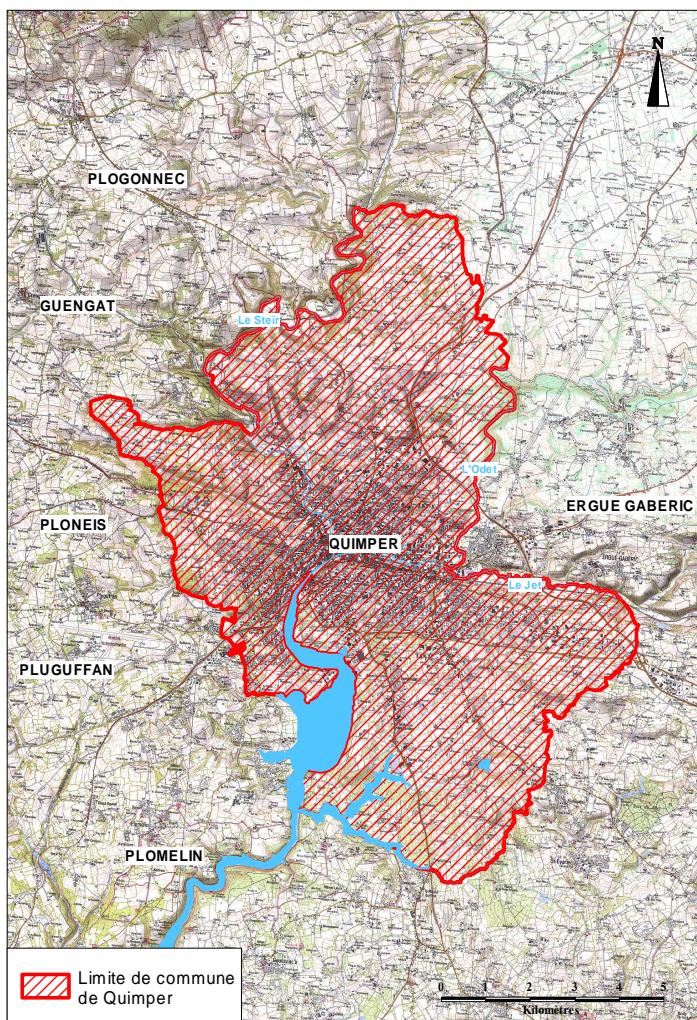


Figure 1-1 : Vue d'ensemble de la zone d'étude

2.2 Contexte Géomorphologique

Les informations sur la géomorphologie du secteur d'étude fournies dans le paragraphe 2.2 proviennent principalement du Schéma Directeur réalisé par BCEOM en 1998.

2.2.1 Topographie générale

La Ville de QUIMPER est située à la confluence de l'Odet, du Steïr et du Jet. Sa topographie présente un caractère très vallonné avec des transitions brutales entre vallées et collines. Les pentes sont fortes à très fortes. Les altitudes varient de 1 mNGF au droit du bassin à marée du Paludec à près de 150 mNGF à Poulfeunteun (Nord-Ouest de la Commune).

2.2.2 Géologie et Géotechnie

La géologie quimpéroise est fortement marquée par les plissements hercyniens de l'époque carbonifère dont résultent les grandes lignes de relief.

Sous les limons de recouvrement, deux grandes catégories de terrains superficiels constituent le centre urbain de QUIMPER :

- ✓ **les alluvions** sont limitées aux vallées du Steïr, du ruisseau du Kermabeuzen et de l'Odet, y compris tout le secteur de l'hippodrome. En surface c'est une argile vasarde, parfois sableuse, grise et peu consistante qui correspond à la phase de transgression post glaciaire. En dessous, les alluvions anciennes sont constituées de sables et galets.
- ✓ **les altérites** proviennent de l'altération physico-chimique de la roche mère. Ce sont des terrains meubles dont la nature dépend de celle du socle rocheux. L'altération se développe à partir des zones fracturées sur des profondeurs très variables.

2.2.3 Hydrogéologie

QUIMPER est caractérisée par la présence de failles dans le socle rocheux et par l'altération parfois importante dans ces mêmes roches. Cela se traduit par la résurgence de nombreuses sources à mi-pente dans l'axe des thalwegs.

Elles peuvent constituer des champs captants comme à Coat Ligavant.

Trois types de nappes peuvent être répertoriés :

- ✓ les nappes alluviales,

- ✓ les nappes perchées des terrains de recouvrement,
- ✓ les nappes de fractures du socle.

Les nappes alluviales, d'après la carte géologique, sont limitées aux vallées du ruisseau de Kermabeuzen, du Steïr et de l'Odet. Compte tenu de la forte perméabilité des alluvions anciennes, liée à leur nature sablo-graveleuse, leur débit peut être important.

Les nappes perchées des terrains de recouvrement sont des niveaux généralement transitoires liées aux précipitations. Ces aquifères sont de faible extension et leurs réserves sont en conséquence limitées.

Le socle rocheux constitue un aquifère de fracture qui trouve ses exutoires dans les nappes alluviales ou bien au niveau des sources sur flancs de collines. Ces sources alimentent des cours d'eau secondaires. Le débit de ces aquifères est généralement limité. Il peut cependant être localement conséquent au droit des zones fracturées.

2.2.4 Réseau hydrographique

QUIMPER est situé à la confluence de trois cours d'eau principaux :

- ✓ l'Odet,
- ✓ le Steïr,
- ✓ le Jet.

Ces rivières sont alimentées par plusieurs ruisseaux secondaires, dont :

- ✓ le Frout,
- ✓ le ruisseau de Kermabeuzen,
- ✓ le ruisseau du Melgven.

Le cours de ces ruisseaux et cours d'eau est influencé par la géologie. En règle générale, les cours d'eau suivent deux directions orthogonales. Soit ils coulent parallèlement aux formations rocheuses (ruisseau de Kermabeuzen), soit ils recoupent perpendiculairement ces formations.

La figure ci-après présente les bassins versants des 3 principaux cours d'eau traversant la Ville de QUIMPER. Leurs superficies sont :

- ✓ **Odet** : 520 km² jusqu'à Bénodet (y compris bassin versant du Jet) ;
- ✓ **Steïr** : 205 km² ;
- ✓ **Jet** : 115 km².

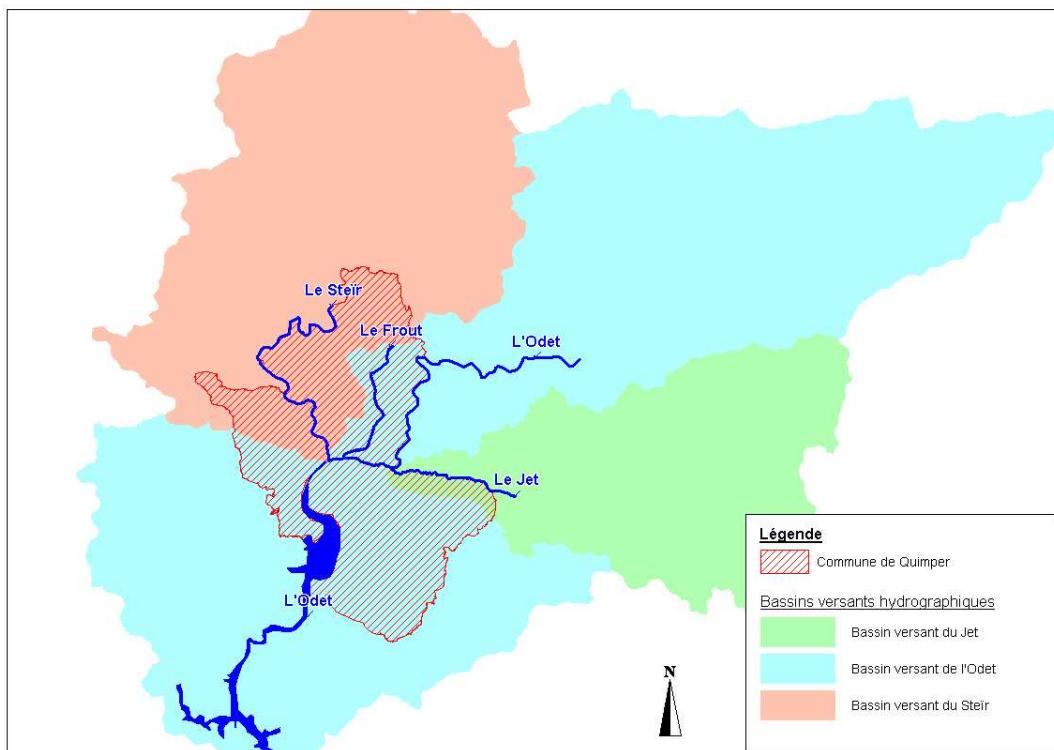


Figure 1-2 : Bassins hydrographiques des trois principaux cours d'eau de QUIMPER

2.3 Données hydrométriques

2.3.1 Débits caractéristiques des rivières

La Direction Régionale de l'Environnement de Bretagne (DIREN Bretagne) assure le suivi de stations hydrométriques situées sur les rivières : Odet, Jet et Steïr :

- ✓ J4211910 : Odet à ERGUÉ-GABÉRIC - Tréodet (Bassin versant de superficie 205 km²) depuis 1969 ;
- ✓ J4224010 : Jet à ERGUÉ-GABÉRIC (107 km²) depuis 1966 ;
- ✓ J4231911 : Odet à QUIMPER - Kervir (Bassin versant de superficie 329 km²) depuis 1969, station virtuelle dont les valeurs sont déterminées à partir des données des stations J4211910 (Odet amont) et J4224010 (Jet) ;
- ✓ J4313010 : Steïr à GUENGAT - Ty Planche (Bassin versant de superficie 179 km²) depuis 1976.

La figure 1-3 présente la localisation de ces stations hydrométriques sur l'agglomération de QUIMPER.

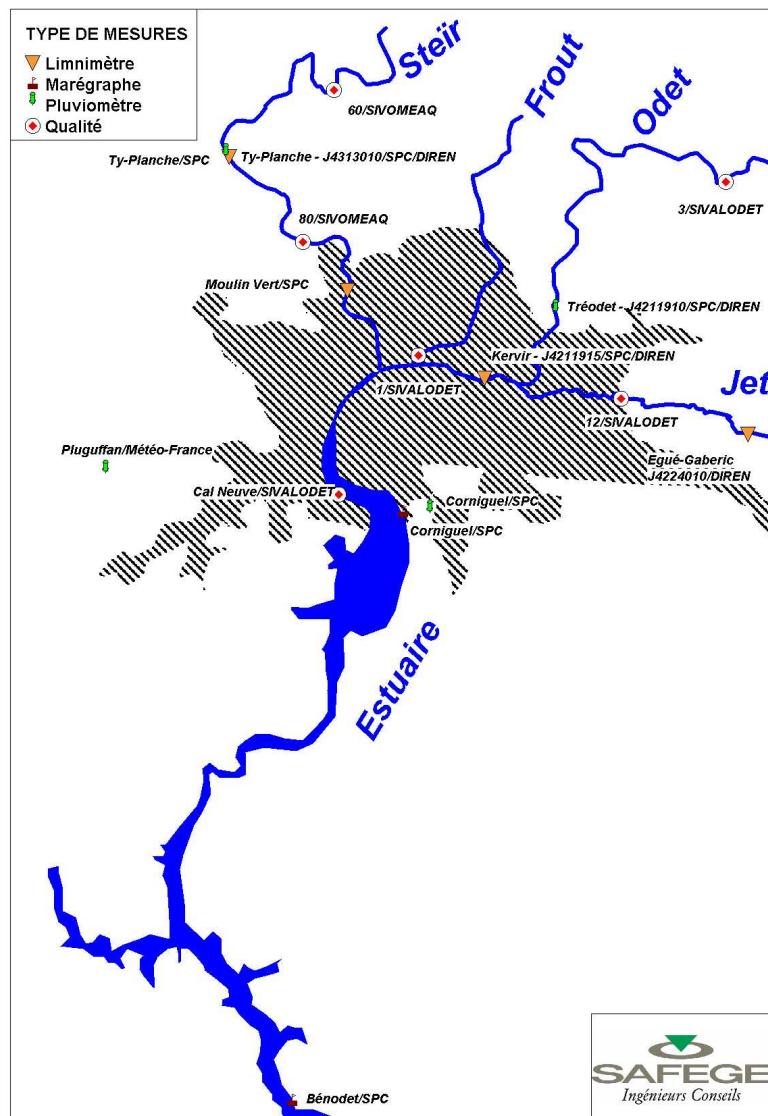


Figure 1-3 : Réseau de mesures

L'analyse des données de débits mensuels moyens (de la mise en service de la station hydrométrique à 2008) illustre le régime hydraulique de type pluvial océanique de ces 3 cours d'eau (cf. figure 1-4) :

- ✓ forts débits en hiver,
- ✓ très faibles débits en étiage, à la fin de l'été.

Les débits spécifiques semblables pour les 3 cours d'eau (cf. figure 1-5) :

- ✓ 20 l/s/km² pour le module,
- ✓ 5 l/s/km² pour les étiages,
- ✓ 50 l/s/km² pour les hautes eaux d'hiver.

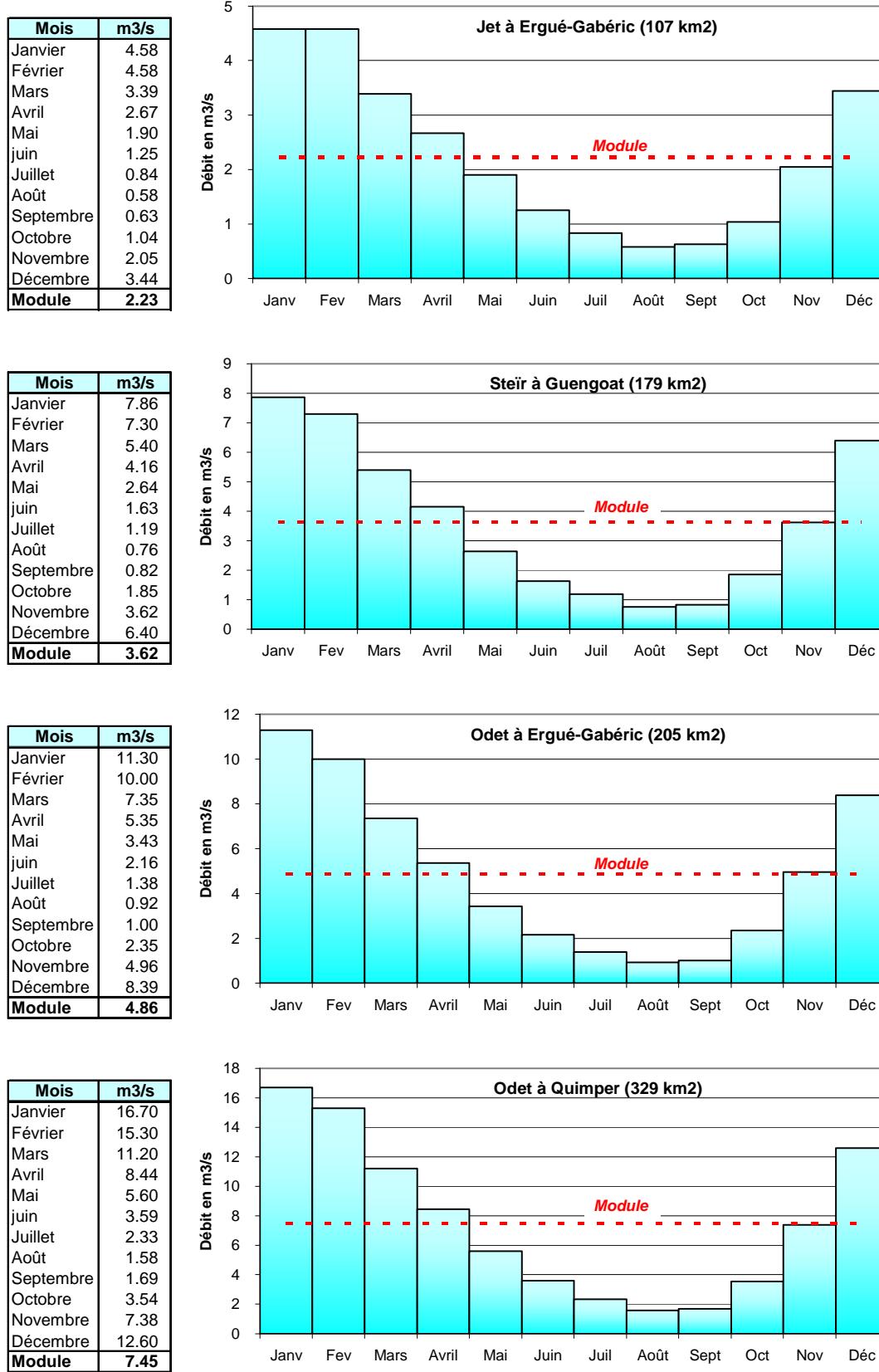


Figure 1-4 : Débits moyens mensuels des rivières traversant QUIMPER
(source : Banque HYDRO)

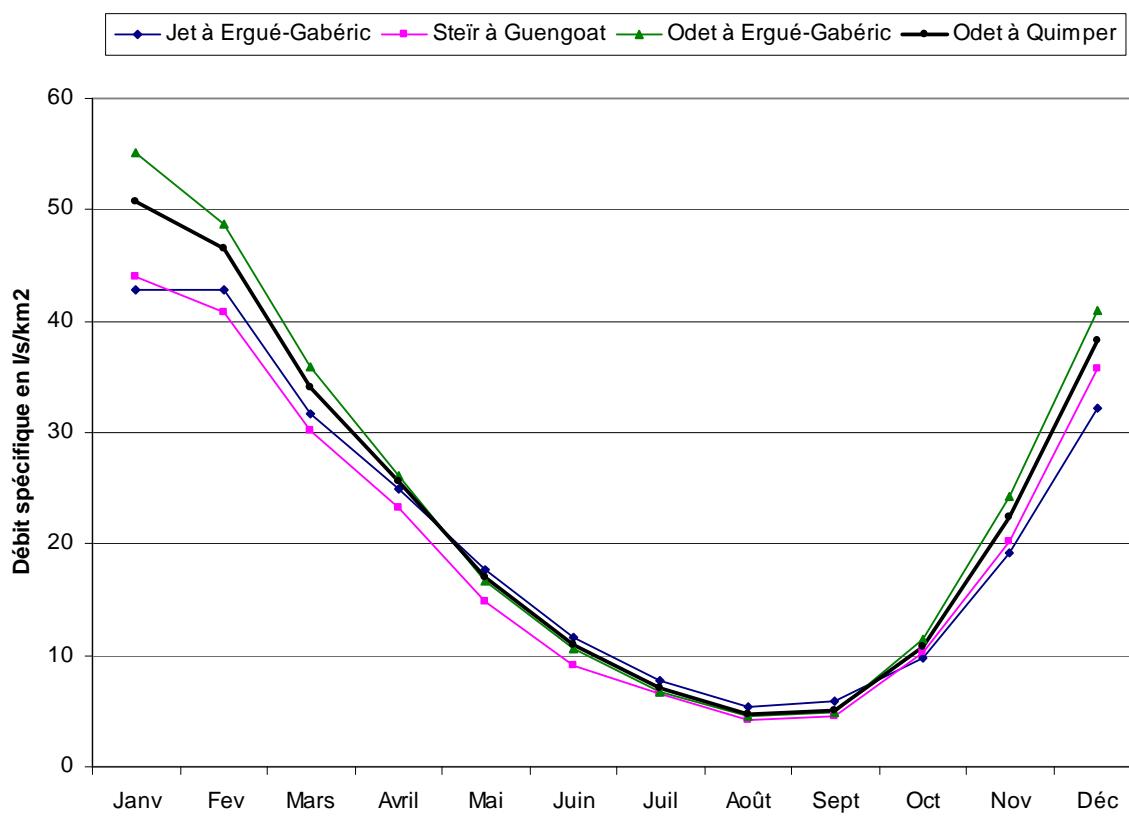


Figure 1-5 : Débits spécifiques moyens de l'Odet et de ses affluents à QUIMPER

Les débits spécifiques varient en moyenne d'un rapport de 1 à 10 entre la période d'étiage et la période de hautes eaux.

Le tableau 1-1 présente les débits de crues des cours d'eau aux stations hydrométriques étudiées. Ces débits de crues sont obtenus par ajustement statistique d'une loi de Gumbel sur les chroniques de mesures de débits.

Tableau 1-1 : Valeurs des crues journalières des rivières traversant QUIMPER
(source : banque HYDRO)

Période de retour	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans
Jet à ERGUÉ-GABÉRIC	12 m ³ /s	17 m ³ /s	20 m ³ /s	23 m ³ /s	27 m ³ /s
Steïr à GUENGAT	21 m ³ /s	30 m ³ /s	37 m ³ /s	43 m ³ /s	50 m ³ /s
Odet à ERGUÉ-GABÉRIC	32 m ³ /s	45 m ³ /s	53 m ³ /s	61 m ³ /s	72 m ³ /s
Odet à QUIMPER	45 m ³ /s	64 m ³ /s	76 m ³ /s	88 m ³ /s	100 m ³ /s

2.3.2 Influences du niveau des marées

L'analyse de l'influence des marées sur les écoulements dans l'Odet a été menée à partir des données horaires des marégraphes de BÉNODET et de QUIMPER (Corniguel) sur la période de 2000 à 2004 (cf. figure 1-3 ci-avant).

Les cotes marines des marégraphes ont été converties dans le référentiel IGN69 avec les correspondances suivantes :

- ✓ marégraphe de BÉNODET : zéro à -2,69 mIGN69,
- ✓ marégraphes de QUIMPER (Corniguel) : zéro à -1,69 mIGN69.

L'analyse de la corrélation entre les niveaux d'eau enregistrés aux deux marégraphes (voir figure 1-6) montre que **l'influence de la marée se fait sentir jusqu'à QUIMPER Corniguel dès que la cote à BÉNODET dépasse -1,00 mIGN69** ; les valeurs à zéro au marégraphe de QUIMPER, qui sortent du nuage de corrélation, correspondent à des données manquantes.

Une analyse détaillée des niveaux horaires d'eau atteints à Corniguel sur l'année 2007, a également été réalisée au regard de la durée de dépassement de cotes fixées. Elle est présentée à la figure 1-7.

Ainsi, par exemple, on a une probabilité de 85 % de dépasser pendant au moins une heure la cote -1,00 mIGN69, mais seulement de 20 % pendant plus de 12 heures consécutives.

Enfin on notera que l'étude pour la révision du plan de prévention des risques (BCEOM – 2003) indique que pour la crue de projet d'occurrence centennale avec une marée de coefficient 100 majorée d'une surcote de 46 cm, telle qu'observée le 12 décembre 2000, il n'y plus d'influence de la marée en amont du pont SNCF. Dans le centre ville, entre le pont de la Poste et le pont Max Jacob, l'influence aval de la marée est comprise entre 20 et 60 cm.

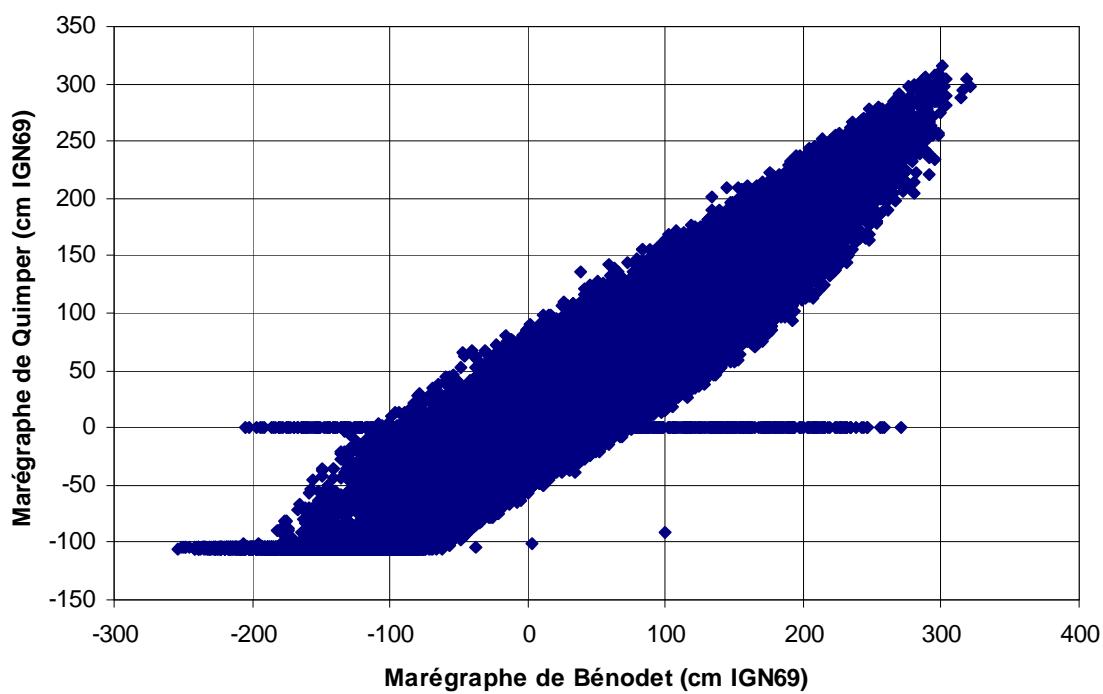


Figure 1-6 : Corrélation entre les niveaux d'eau à BÉNODET et à QUIMPER (Corniguel)

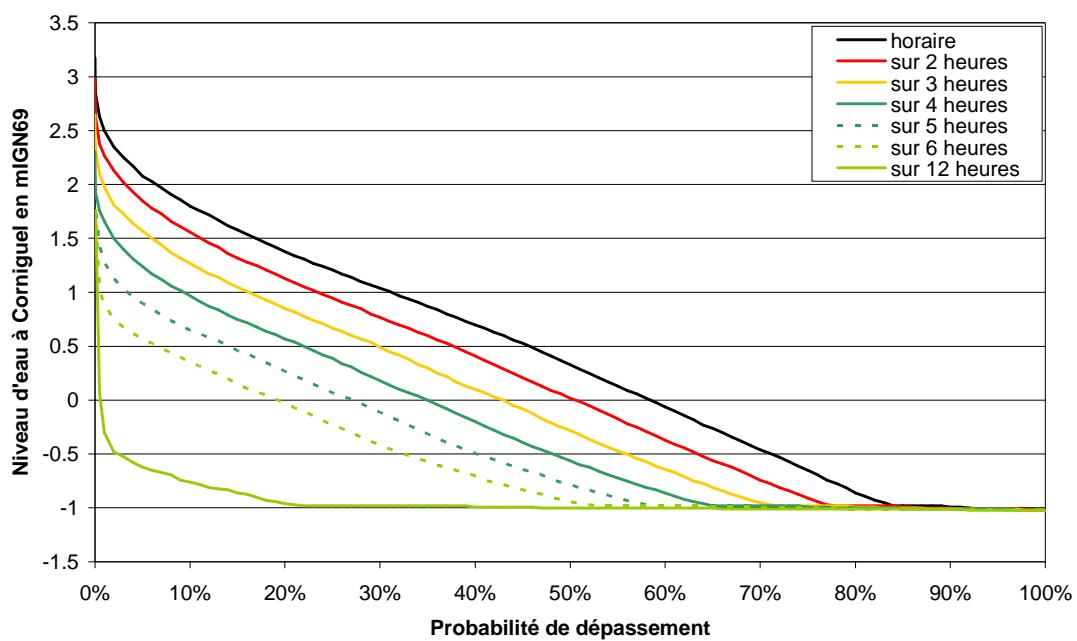


Figure 1-7 : Analyse statistique des niveaux atteints à QUIMPER (Corniguel)

2.4 Milieu naturel

La figure 1-8 présente le réseau de suivi de la qualité de l'eau du bassin versant de l'Odet par le SIVALODET (dans le cadre du SAGE de l'Odet), et par le SIVOMEAQ (dans le cadre du programme Bretagne Eau Pure), jusqu'en 2007. Ce réseau de suivi a été réduit en 2008, pour une meilleure harmonisation avec les différents suivis existants sur le bassin versant et pour répondre aux objectifs de la Directive Cadre Européenne (DCE). La carte du réseau de suivi du bassin versant de l'Odet en 2008 est présentée en Annexe 1.

Les mesures sur la qualité des eaux de 2006 à 2008 ont été analysées au moyen de la grille SEQ-Eau (Système d'Evaluation de la qualité de l'Eau). Cette méthode de classification se base sur les aptitudes des cours d'eau aux différents usages possibles (potentialités biologiques, eau potable, loisirs aquatiques). Les classes de qualité s'expriment en couleurs, sachant que les correspondances ci-après sont possibles.

Tableau 1-2 : Correspondance avec les classes de qualité SEQ-Eau

Classification antérieure	Classes SEQ-Eau
1A	Très Bonne
1B	Bonne
2	Moyenne
3	Mauvaise
Hors classe	Très Mauvaise

Un extrait de la grille d'analyse SEQ-Eau est présenté en annexe 2.

Les figures 1-9 et 1-10 présentent les résultats des mesures qualité pour les points :

- ✓ Odet (3) ;
- ✓ Jet (12) ;
- ✓ Frout (1) ;
- ✓ Steïr (80) ;
- ✓ Aval agglomération (15).

Les paramètres analysés dans ce chapitre sont :

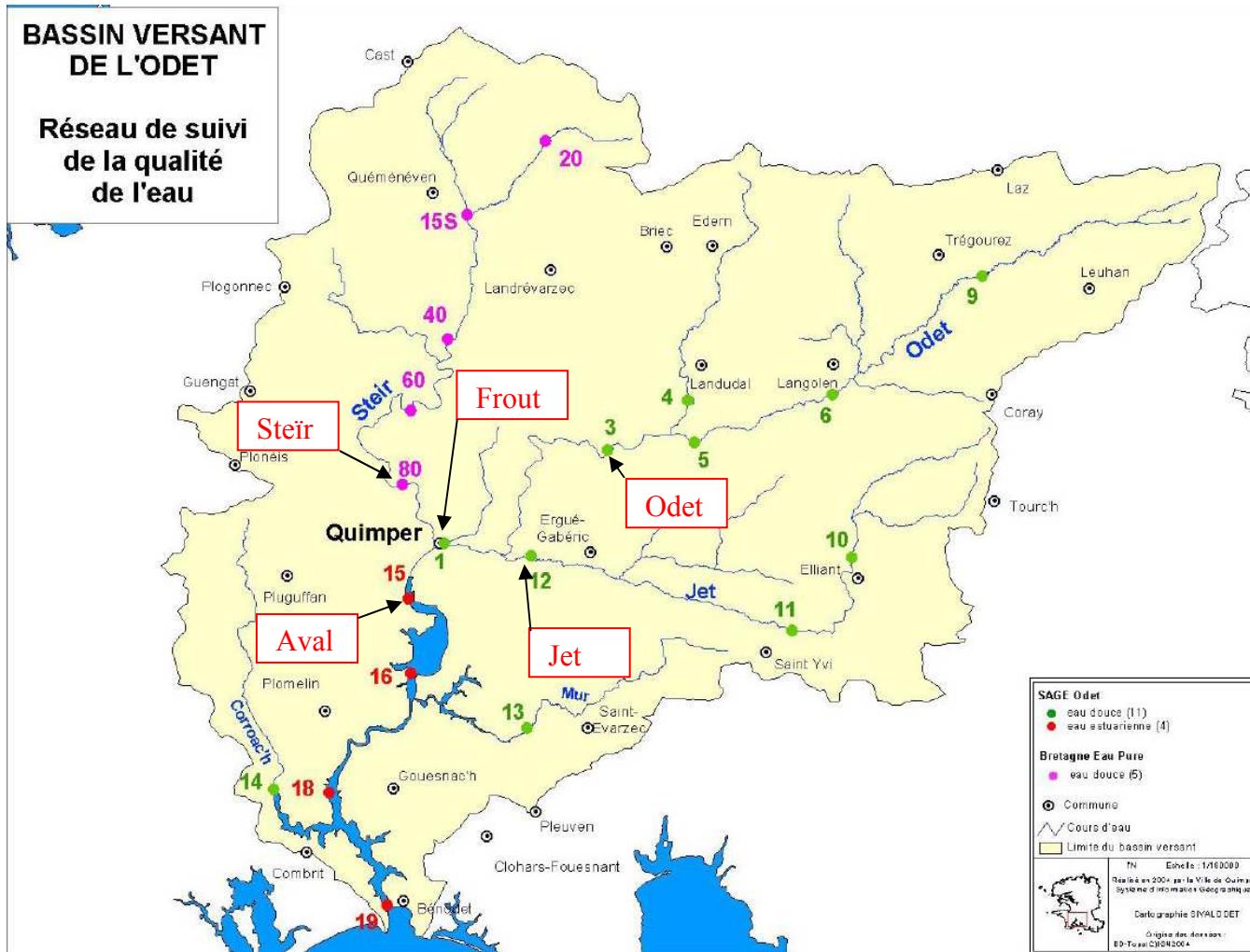
- ✓ Les matières azotées : NH_4^+ , NO_2^- ;
- ✓ Les nitrates : NO_3^- ;
- ✓ Le Phosphate : PO_4^{3-} ;
- ✓ Les micro-organismes : Escherichia Coli (E. Coli).

L'analyse des mesures par paramètre montre :

- ✓ Ammonium : un pic de pollution sur le Steir en novembre 2007. L'usine de traitement d'eau potable de Troheir se trouvant à proximité, une plainte contre X a été déposée par le Maître d'Ouvrage. A ce jour, l'origine de la pollution n'a pas été identifiée ;
- ✓ Nitrites : des pics de concentration sur le Jet ;
- ✓ Nitrates : qualité globalement mauvaise au regard de la grille SEQ-Eau ;
- ✓ E. Coli : des concentrations importantes sont constatées, en particulier sur le Frout et à l'aval de l'agglomération. Les concentrations importantes en E. Coli dans le Frout étaient vraisemblablement dues au rejet direct des eaux usées du CFA jusqu'en 2007.

Ces analyses sont cohérentes avec les résultats publiés par le SIVALODET (« Bassin versant de l'Odet – suivi de la qualité de l'eau, Bilan 2008 », SIVALODET). Ce dernier conclut à une altération marquée de l'ensemble du bassin versant par les nitrates, et une qualité microbiologique mauvaise sur la plupart des stations de mesure. Ceci peut témoigner de l'existence de rejets domestiques non maîtrisés, de l'absence ou de l'insuffisance de traitement. Il peut s'agir aussi d'un problème de lessivage de surfaces souillées ou de sols récemment épandus après de fortes pluies.

En 2008, le SIVALODET estime que les objectifs de qualité du SAGE de l'Odet sont remplis à 57%. Un extrait du rapport de 2008 présentant les objectifs de qualité par point nodal, et la synthèse par paramètres pour 2008, est présenté en annexe 3. Pour plus de détails, se reporter au document publié par le SIVALODET : « Bassin versant de l'Odet – suivi de la qualité de l'eau, Bilan 2008 ».



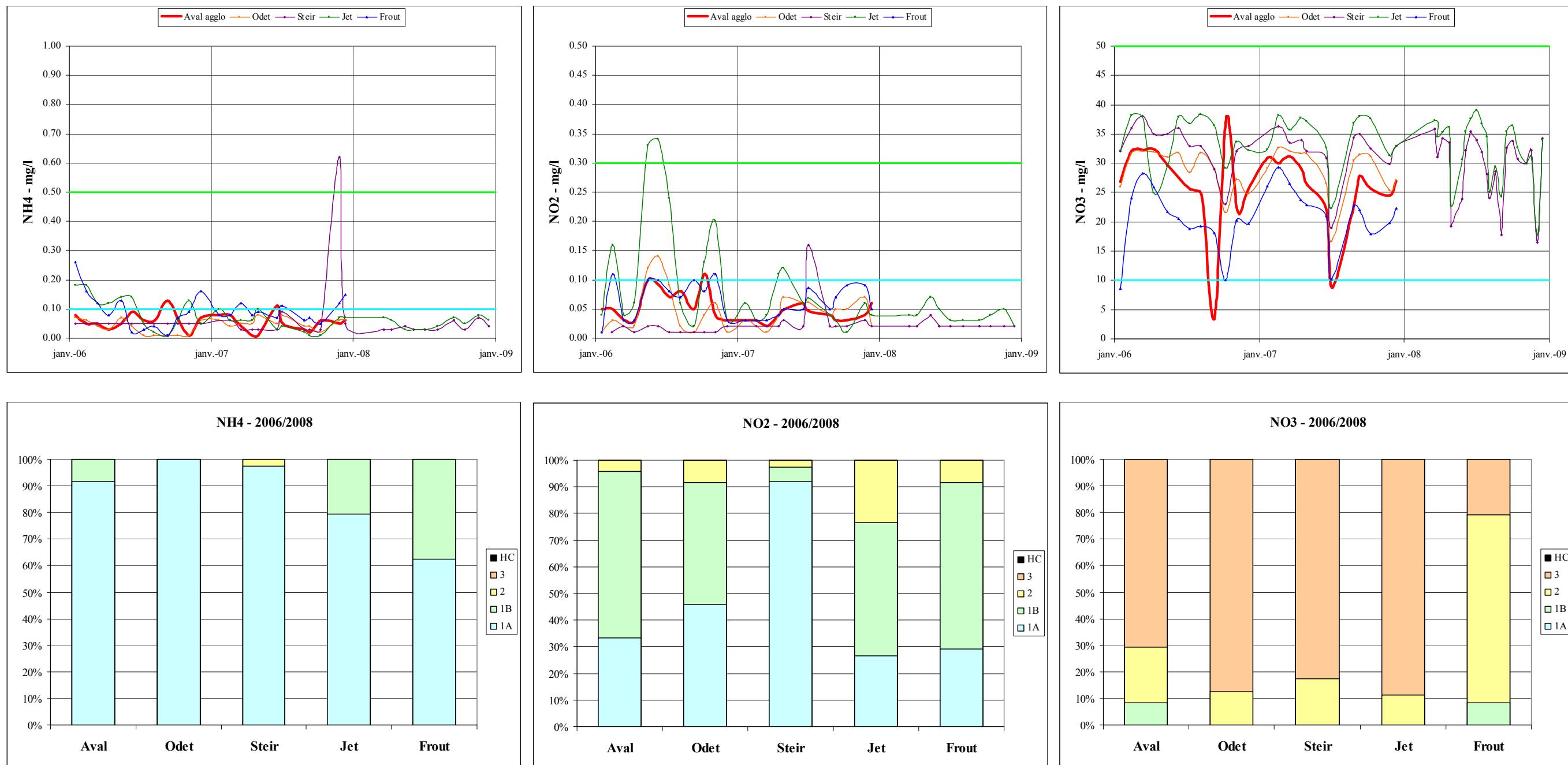


Figure 1-9 : Mesures qualité pour les paramètres NH4, NO2 et NO3 sur la période 2006 à 2008

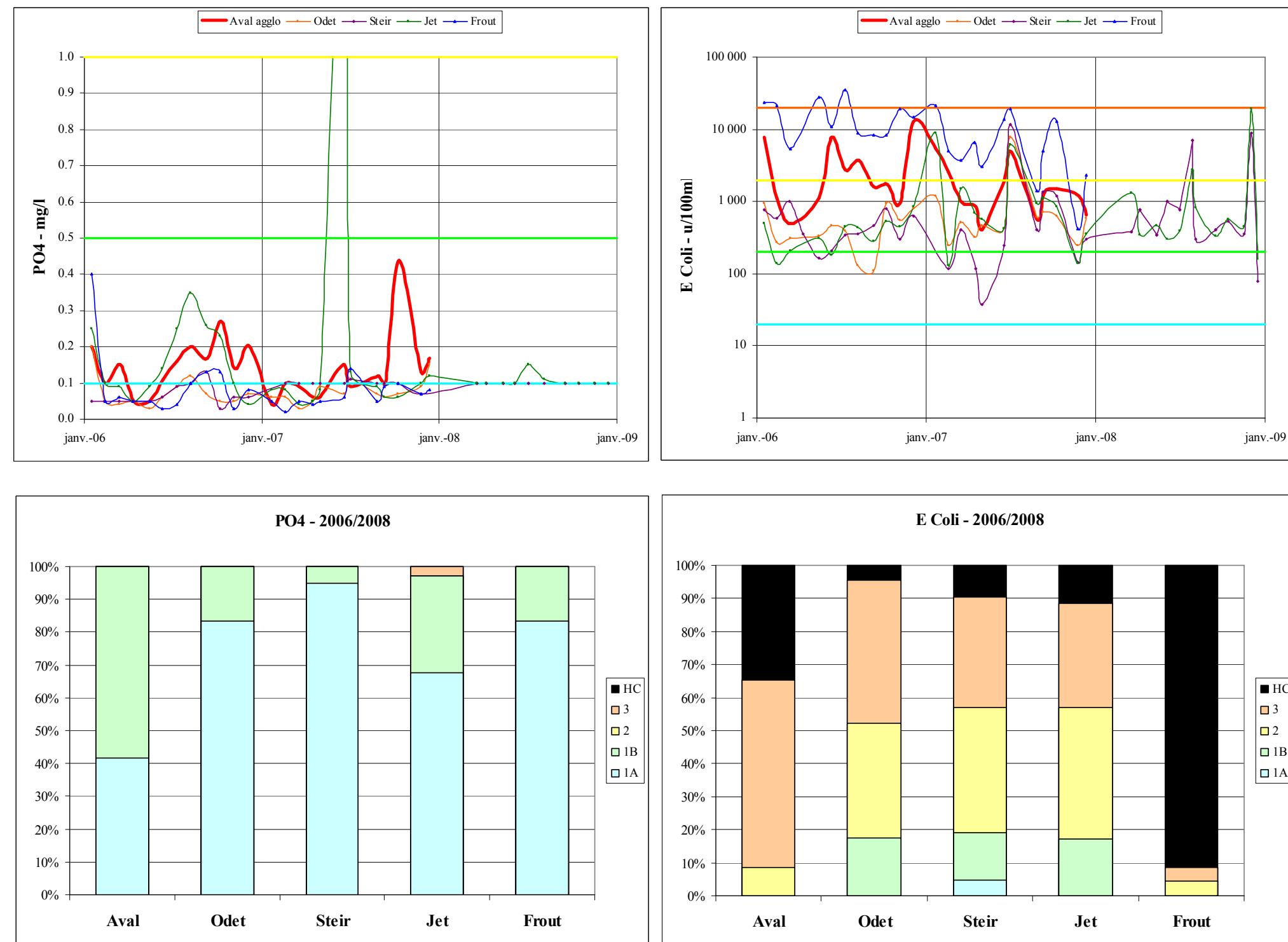


Figure 1-10 : Mesures qualité pour les paramètres PO4 et E. Coli sur la période 2006 à 2008

2.5 Pluviométrie locale

Ce paragraphe présente une analyse générale de la pluviométrie sur l'agglomération quimpéroise. Une étude hydrologique détaillée est présentée §5, dont l'objectif est de définir des événements pluvieux de référence à simuler via le modèle numérique des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

La figure 1-11 présente les cumuls mensuels moyens (de 1971 à 2007) enregistrés à la station de mesure météo-France de l'aéroport de Pluguffan, située à environ 5 km du centre ville de QUIMPER.

Sur la base de ces données sont déterminés :

- ✓ le cumul moyen annuel : **1 247 mm** ;
- ✓ **le mois le plus pluvieux : décembre** avec un cumul moyen de précipitations de 160 mm ;
- ✓ **le mois le plus sec : juin**, avec un cumul moyen de précipitations de 58 mm.

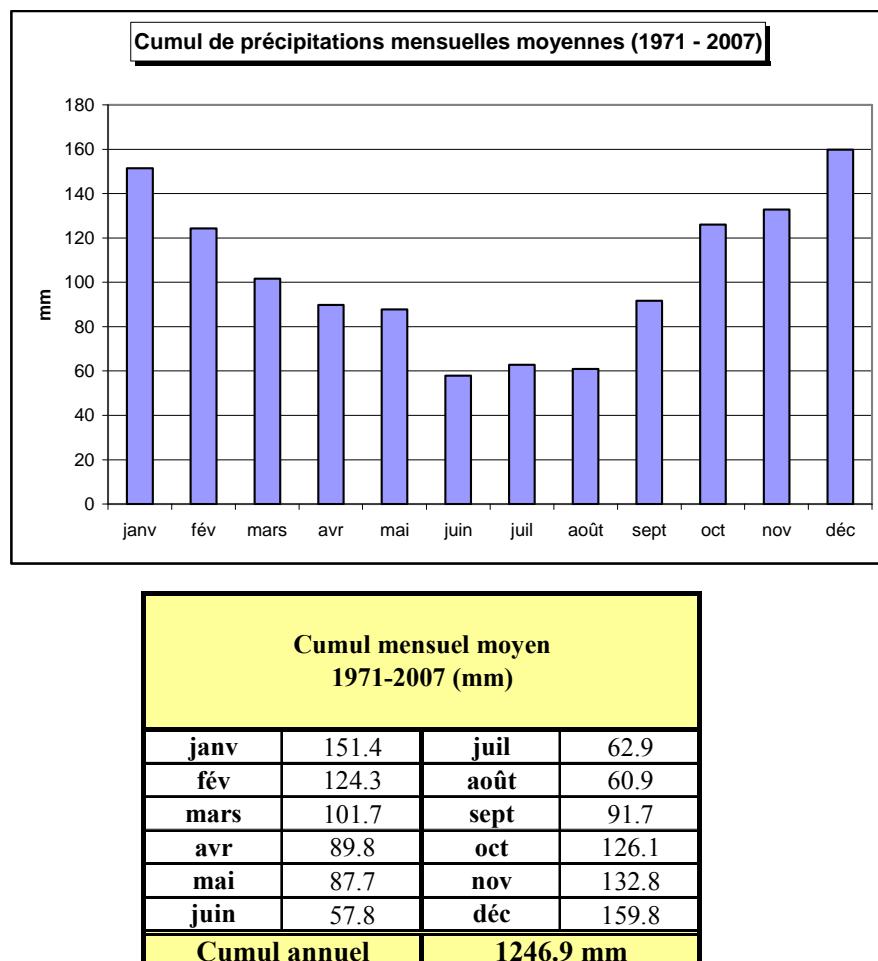


Figure 1-11 : Cumuls mensuels moyens à QUIMPER (1971 – 2007)

Les illustrations ci-après, issues de données Météo-France de la station de Pluguffan, présentent des caractéristiques statistiques des précipitations sur la Ville de QUIMPER :

- ✓ tableau 1-3 : cumul journalier moyen des précipitations de fréquence d'apparition hebdomadaire à quinquennale ;
- ✓ figure 1-12 : courbes de Montana présentant les cumuls de précipitations en fonction de la durée de l'événement pluvieux et de sa période de retour (quinquennale à centennale).

Ces données statistiques sont utilisées pour caractériser la période de retour des événements pluvieux mesurés lors de la campagne de mesures (cf. Partie 2 §1), et définir les pluies de projets simulées via le modèle numérique Mike Urban des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER (cf. § 5).

Tableau 1-3 : Fréquences d'apparition de précipitations pour les pluies de durée 1 jour

Fréquence d'apparition	Hauteur estimée (mm)	Intervalle de confiance à 70% (mm)	
hebdomadaire	7,8	7,7	7,9
bi-mensuelle	14	13,9	14,1
mensuelle	20,4	20,3	20,5
bimestrielle	26,2	26	26,4
trimestrielle	29,3	29,1	29,5
semestrielle	35,1	34,8	35,4
annuelle	42,4	42,1	42,7
biannuelle	48,5	48,1	48,9
quinquennale	61	60,3	61,7

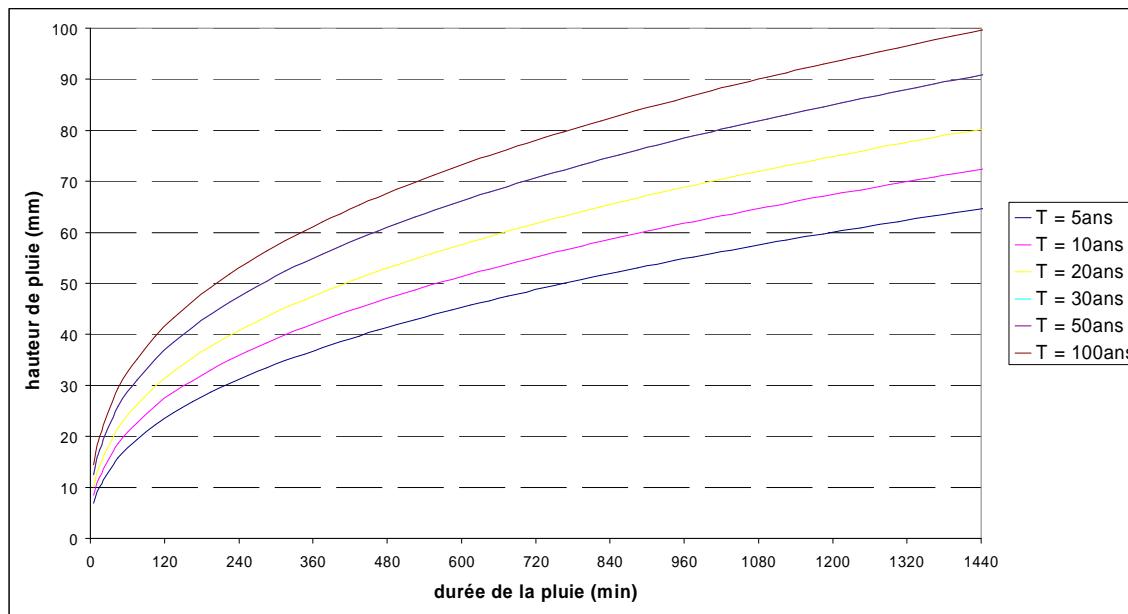


Figure 1-12 : Courbes de Montana (hauteur précipitée en fonction de la durée de la pluie)

2.6 Urbanisation future

Le Schéma Directeur a pour objectif l'analyse du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales en situation actuelle et future (horizon 2025). L'occupation des sols influence fortement le ruissellement des eaux pluviales. Ainsi, il est essentiel d'intégrer les projets d'urbanisation de la Ville de QUIMPER à l'analyse du fonctionnement de son système de collecte et d'évacuation des eaux pluviales.

Les zones d'urbanisation future à horizon 2025 sont présentées sur le plan en Annexe 4. Elles ont été déterminées sur la base :

- ✓ du **Plan d'Occupation du Sol**, approuvé le 19 février 1980 (dernière révision le 22 février 2008) ;
- ✓ d'**entretiens auprès des services d'urbanisme** de la Ville de QUIMPER et de QUIMPER Communauté, ainsi qu'auprès des services municipaux des communes incluses dans le bassin versant de la zone d'étude.

Remarque : A titre indicatif, le plan en Annexe 4 présente les zones humides situées dans le secteur d'étude, sur la base des informations fournies par le Forum des Marais Atlantiques. Les contraintes réglementaires appliquées à l'urbanisation sur les zones humides sont telles (cf. article R214-1 Rubrique 3.3.1.0 du Code de l'Environnement), qu'en général elles ne sont pas urbanisées. A l'échelle du Schéma Directeur, les zones humides n'ont pas été défalquées dans le calcul de la superficie des zones d'urbanisation future.

Caractéristiques du S.I.G.

3.1 Objectifs et méthodologie

La Ville de QUIMPER dispose d'un Système d'Information Géographique (S.I.G.) régulièrement mis à jour par l'exploitant des réseaux d'eaux pluviales, et par les services de la Ville.

En concertation avec le Maître d'Ouvrage, SAFEGER a proposé des modifications de la structure de la base de données, afin d'intégrer de nouveaux objets ou attributs nécessaires à l'analyse du patrimoine des réseaux d'eaux pluviales, et à leur modélisation numérique. La structuration du SIG est présentée au §3.2.

La base de données S.I.G. a été complétée et mise à jour au cours du Schéma Directeur, en particulier :

- ✓ le tracé des collecteurs,
- ✓ la nature des collecteurs,
- ✓ les coordonnées X, Y des regards (en Lambert II étendu),
- ✓ les cotes tampon et cotes radier des regards,
- ✓ la localisation et caractéristiques des ouvrages (bassins de rétention et postes de refoulement ou de lutte contre les inondations).

Ce travail de mise à jour du S.I.G. répond à deux principaux objectifs du Maître d'Ouvrage :

- ✓ disposer d'un outil de suivi et de gestion des réseaux et ouvrages d'eaux pluviales,
- ✓ disposer des données nécessaires à une modélisation numérique fine des réseaux sous Mike Urban.

La mise à jour de la base S.I.G. a été réalisée en 3 étapes :

- ✓ Intégration des données contenus dans les 1350 plans de récolelement des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER (tracé des collecteur, diamètre, matériau, profondeur des regards, etc.) ;

- ✓ Mise à jour de la base SIG suite aux visites de terrain, en particulier lors de l'identification d'incohérences dans les plans existants, cheminement de fossés et cours d'eau, et visites d'ouvrages (bassins de rétention et postes de refoulement) ;
- ✓ Intégration de données topographiques issues d'investigations complémentaires (nivellation de regards et d'exutoires, leviers topographiques de bassins de rétention des eaux pluviales).

3.2 Structuration du S.I.G.

La structure des tables de données du SIG de la Ville de QUIMPER est présentée en Annexe 6.

La figure 1-13 présente le Modèle Conceptuel de Données géographiques (MCD) des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

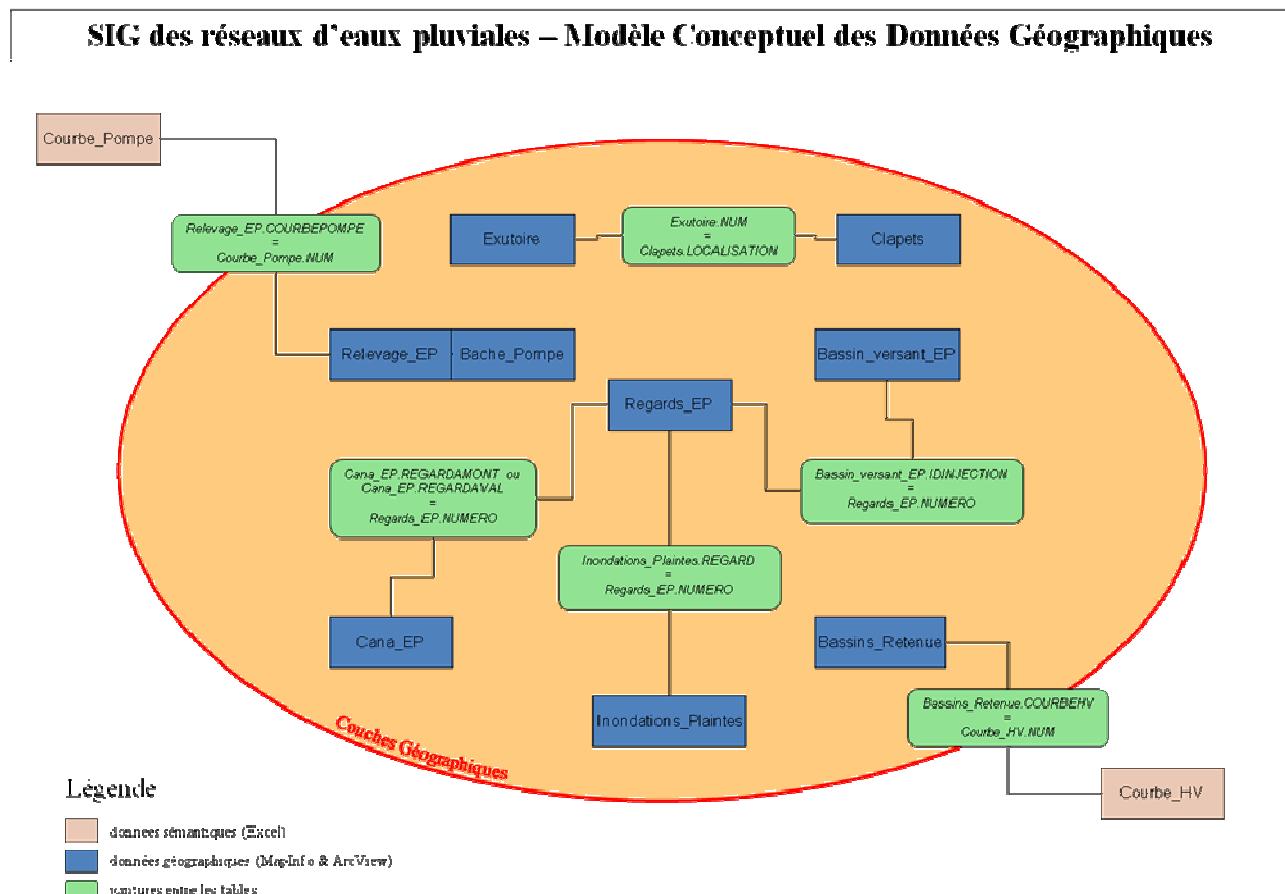


Figure 1-13 : Modèle Conceptuel des Données géographiques des réseaux d'eaux pluviales

Remarque : Le S.I.G. doit permettre la modélisation des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER. Ainsi, les réseaux d'eaux pluviales doivent être numérisés de façon topologique pour permettre leur import dans le logiciel de modélisation Mike Urban.

3.3 Analyse des données structurelles existantes

3.3.1 Objectif

Cette partie présente un état des lieux des données disponibles dans le S.I.G des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER, après intégration des informations contenues dans les 1 350 plans de récolelement fournis par le Maître d'Ouvrage.

L'objectif est de déterminer si des investigations complémentaires sont nécessaires afin de modéliser numériquement les réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Un plan d'ensemble des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER est présenté en annexe 7.

3.3.2 Canalisations

Le linéaire total de réseaux d'eaux pluviales est de 218,5 km selon le SIG de la Ville de QUIMPER.

Les principaux attributs nécessaires à la modélisation des canalisations sont :

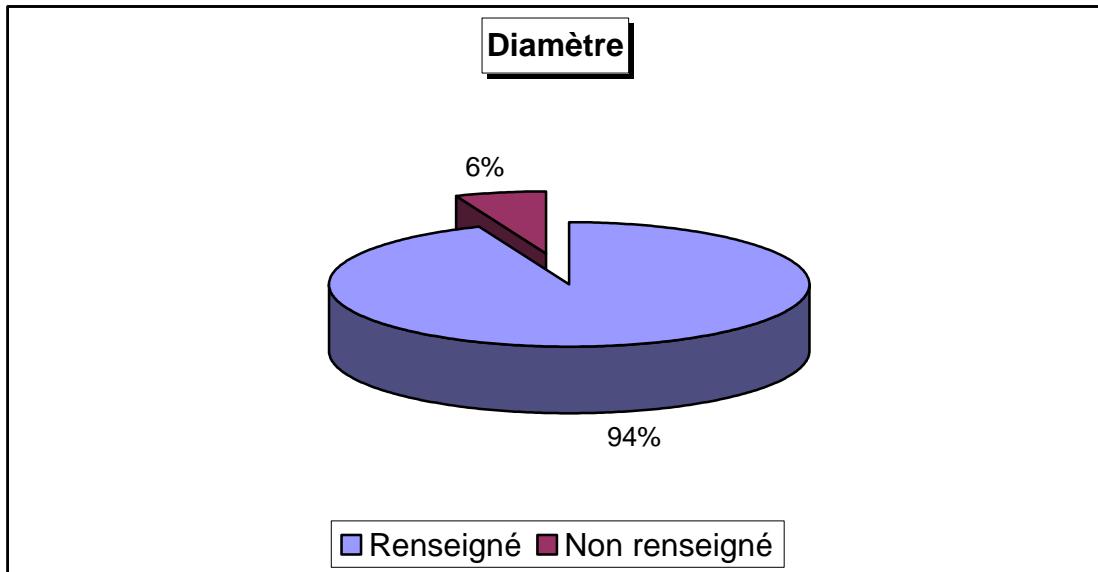
- ✓ Diamètre ;
- ✓ Matériau (pour la rugosité).

La figure 1-14 présente la proportion de linéaire du réseau pour laquelle le diamètre et le matériau sont connus.

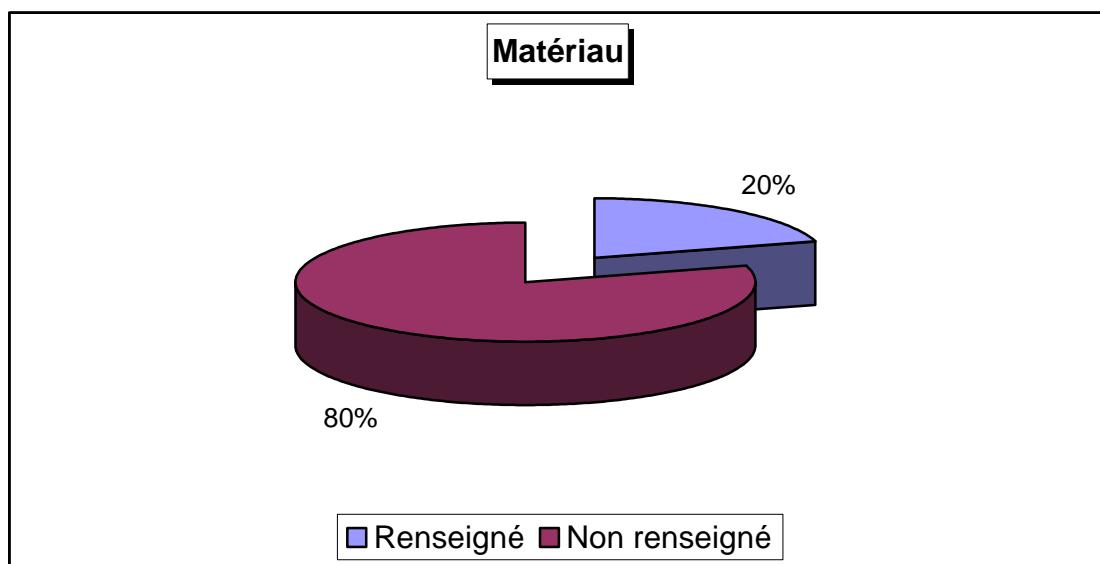
Plus de 90 % du linéaire total de réseau a un diamètre connu. Les tronçons du réseau structurant pour lequel le diamètre est inconnu ont fait l'objet de visites de terrain.

Enfin, l'attribut matériau est peu renseigné. Néanmoins, en concertation avec la Maître d'Ouvrage, les canalisations de diamètre supérieur à 500 mm sont considérées en béton pour le calcul de leur rugosité dans le modèle numérique Mike Urban. Les visites de terrain réalisées confirment cette hypothèse.

Longueur selon diamètre (ml)			Non renseigné
Renseigné	Non renseigné	Total	
205 138	13 443	218 581	6,2%



Longueur selon matériau (ml)			Non renseigné
Renseigné	Non renseigné	Total	
44 793	173 788	218 581	80%



P:\Projets\FR_29\C_Quimper\08PHY016_Technique_contractuel\Rapports\[Temp_tableaux.xls]analyse_SIG_données

Figure 1-14 : Proportion du linéaire de réseau dont les paramètres diamètre et matériaux sont renseignés dans la base SIG

3.3.3 Regards

Le réseau d'eaux pluviales compte 4066 regards selon le SIG de la Ville de QUIMPER.

Les principaux attributs nécessaires à la modélisation des regards sont :

- ✓ Cote terrain naturel (TN) ;
- ✓ Cote radier.

Dans le cas où la cote radier n'est pas renseignée, elle peut être déterminée en soustrayant la profondeur du regard à la cote TN.

Pour procéder à une modélisation pertinente du réseau, il est nécessaire de disposer des cotes radier et TN (Terrain Naturel), de chaque regard du réseau structurant.

La figure 1-15 récapitule les données topographiques disponibles pour les regards des réseaux d'eaux pluviales.

Seuls 10 % des regards disposent de données topographiques complètes. A noter que la plupart des plans de récolelement fournis par le Maître d'Ouvrage sont nivélés en repère local. Ainsi, le nivelllement a été rattaché NGF en recalant les cotes des plans de récolelement sur une base de données altimétrique fournie par le Maître d'Ouvrage au cours de l'étude. La précision des données de cette base est estimée à 15 cm en Z pour une résolution métrique.

Les cotes TN et radier des regards pour lesquels la profondeur seule est renseignée, ont été estimées en croisant la donnée profondeur avec la base altimétrique.

Enfin, on ne dispose d'aucune information topographique pour près du tiers des regards du réseau. Deux méthodes ont été adoptées afin de renseigner les données topographiques de ces regards lorsqu'ils appartiennent au réseau structurant modélisé :

- ✓ Méthode 1 : leviers topographiques ;
- ✓ Méthode 2 : hypothèse d'enfouissement de 1,30 m pour les canalisations situées dans des secteurs à forte pente (pente supérieure à 3 %), validée en concertation avec le Maître d'Ouvrage.

Nombre de regards renseignés			Nombre de regards non renseignés	Nombre total de regards	Non renseigné
Cote TN + Radier	Cote TN + Profondeur	Profondeur seule			
609	35	3 422	1 835	4 066	31%

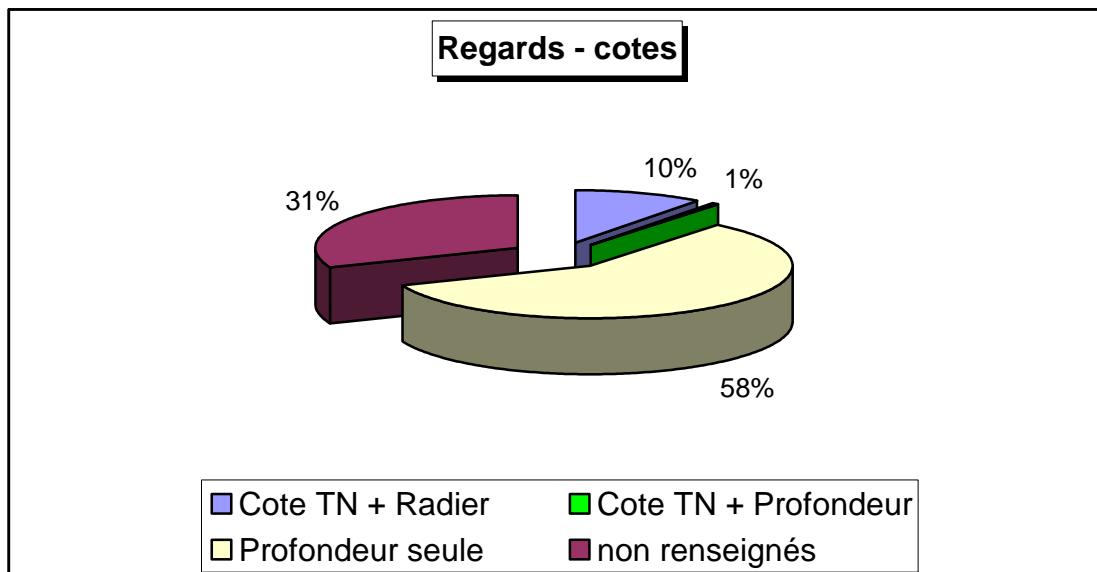


Figure 1-15 : Proportion du nombre de regards de réseau dont les paramètres de nivellation sont renseignés

3.3.4 Caractéristiques des bassins de rétention d'eaux pluviales

Le SIG remis par la Ville de QUIMPER en début d'étude recense 11 bassins de gestion des eaux pluviales, dont 4 bassins à marée (Ker Elise, CAP, EDF-GDF et Paludec).

La mise à jour du S.I.G. sur la base des 1 350 plans de récolements et de données fournies par l'exploitant a permis d'identifier 17 bassins de gestion des eaux pluviales. Les reconnaissances de terrain effectuées dans le cadre de l'étude ont permis d'aboutir à **27 bassins de gestion des eaux pluviales**, incluant des bassins de lotissements privés.

La modélisation des bassins de gestion des eaux pluviales nécessite la connaissance du volume utile de rétention, mais également du fonctionnement hydraulique du bassin (remplissage, vidange) et de son débit de fuite. Des visites d'ouvrage incluant dans certains cas des leviers topographiques ont été organisées afin de renseigner les attributs des bassins de gestion des eaux pluviales nécessaire à leur intégration dans le modèle numérique Mike Urban. La liste des bassins de gestion des eaux pluviales et leurs principales caractéristiques sont présentées en annexe 8.

3.3.5 Caractéristiques des postes de relevage d'eaux pluviales

Les réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER comportent neuf postes de relevage d'eaux pluviales. Les principales caractéristiques techniques de ces postes de relevage sont présentées en annexe 9.

3.4 Investigations complémentaires

3.4.1 Objectifs et méthodologie

L'analyse des données structurelles disponibles montre la nécessité d'investigations complémentaires pour compléter la base de données existante sur la partie modélisée du réseau d'eaux pluviales, c'est à dire le réseau structurant. En particulier :

- ✓ les cotes radier et terrain naturel de certaines regards,
- ✓ les cotes radier et dimensions de certains exutoires,
- ✓ les sections de tronçons : canalisations, fossés et cours d'eau,
- ✓ les dimensions, volume utile, débit de fuite et analyse fonctionnelle des bassins de gestion des eaux pluviales.

Les paragraphes ci-dessous présentent le type d'investigations réalisé, et les données collectées.

3.4.2 Regards et canalisations

Des leviers topographiques ont été réalisés afin de compléter la base de données existante. Afin de limiter les leviers topographiques aux données strictement nécessaires dans le cadre du Schéma Directeur, une analyse fine de la topographie a été réalisée sur la base de la photogrammétrie :

- ✓ les tronçons relevés font partie du réseau structurant,
- ✓ ils sont situés dans des zones de pente faible (inférieure à 3 %).

Pour les zones à forte pente (supérieure à 3 %), une profondeur d'enfouissement de 1,30 m des réseaux d'eaux pluviales a été adoptée en concertation avec le Maître d'Ouvrage.

Les plans en annexe 2 de la Partie 2 présentent les regards ayant fait l'objet de leviers topographiques.

3.4.3 Exutoires

La cote radier et les dimensions des exutoires du réseau d'eaux pluviales conditionnent l'influence aval du niveau d'eau dans l'Odet sur les écoulements dans les réseaux d'eaux pluviales. Aucune cote radier d'exutoire n'est renseignée dans la base de données S.I.G. Ainsi, des leviers topographiques ont été réalisés sur une soixantaine d'exutoires. Le choix de ces exutoires s'est fait à partir du réseau structurant.

Ces exutoires ayant été levés sont présentés sur plan en annexe 2 de la Partie 2.

3.4.4 Bassins de rétention

L'analyse des données remises par le Maître d'Ouvrage et l'exploitant a été complétée par des reconnaissances de terrain. Au final, **27 bassins de gestion des eaux pluviales** ont été identifiés, dont 4 bassins à marée. Certains de ces bassins de rétention sont privés (bassins de lotissement privés) ou propriété du Conseil Général (bassins Eau Blanche et Moulin Treyer). Ces bassins représentent une **capacité totale de stockage de plus de 120 000m³**.

Des leviers topographiques de certains bassins de gestion des eaux pluviales ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques techniques nécessaires à la modélisation (géométrie du bassin, volume, ouvrages de remplissage et vidange). Deux types de lever topographiques ont été réalisés en fonction de l'importance hydraulique du bassin et des contraintes d'intervention sur site :

- ✓ lever simplifié : ont été levés :
 - ◆ les cote radier des canalisations de remplissage du bassin,
 - ◆ les dimensions de l'ouvrage de fuite,
 - ◆ une cote altimétrique en fond du bassin ;
- ✓ lever détaillé : lever topographique permettant de déterminer des courbes de cubature du bassin.

La liste des bassins de gestion des eaux pluviales avec leurs principales caractéristiques techniques est présentée en annexe 8.

4

Réseau structurant et découpage en bassins versants

4.1 Réseau structurant

4.1.1 Méthodologie

Le modèle numérique d'un réseau d'eaux pluviales se décompose en deux parties :

- ✓ Modèle hydrologique ;
- ✓ Modèle structurel.

Le modèle hydrologique correspond à un découpage du secteur d'étude en bassins versants, permettant de simuler la transformation de la pluie en débit. Le découpage en bassins versants est présenté § 4.2.

Le modèle structurel correspond à la description des réseaux et ouvrages hydrauliques dans lesquels les eaux pluviales sont collectées et transférées jusqu'à l'exutoire.

La compréhension du système de gestion des eaux pluviales et des problématiques du Maître d'Ouvrage permet d'aboutir au choix du réseau modélisé, appelé réseau structurant.

Le schéma suivant explique la méthodologie employée pour identifier ce réseau structurant.

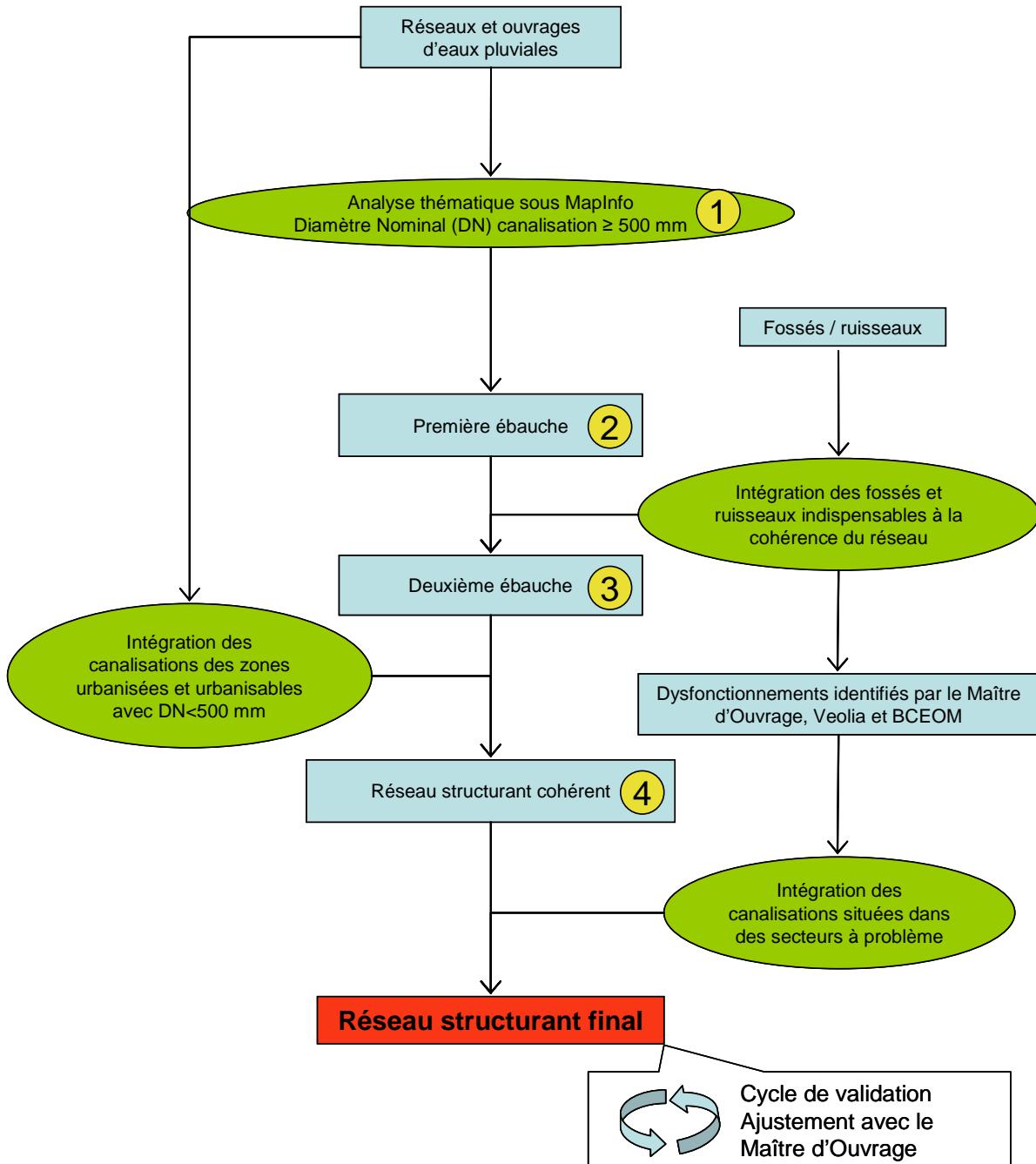


Figure 1-16 : Méthodologie appliquée à la définition du réseau structurant

1 L'analyse des diamètres des collecteurs d'eaux pluviales a permis de déterminer le diamètre minimal des canalisations modélisées : 500 mm. Ces canalisations représentent 26 % du linéaire total du réseau.

2 La 1^{ère} ébauche (sélection sur les diamètres de canalisations) conduit à des tronçons de canalisations disséminés. Afin de garantir la cohérence du réseau structurant modélisé, des tronçons hydrographiques (fossés et ruisseaux) ont été intégrés au réseau structurant. En effet, la Ville de QUIMPER dispose d'un réseau hydrographique très dense, interconnecté avec les canalisations d'eaux pluviales. Le manque d'information du Maître d'Ouvrage sur le réseau hydrographique, et en particulier sur les fossés, a conduit SAFEGER à réaliser une importante phase de reconnaissance de terrain pour en déterminer les tracés et les sections. La méthodologie et les hypothèses retenues pour caractériser les fossés et ruisseaux du réseau structurant sont détaillées en partie 2 §2.2.

3 Une attention particulière est apportée aux zones urbanisées en situation actuelle et future. Ainsi, la 2^{ième} ébauche du réseau structurant a été complétée par l'ajout de canalisations de diamètre inférieur à 500 mm, situées dans ces secteurs.

4 Enfin, des échanges avec le Maître d'Ouvrage et l'exploitant ont permis d'intégrer au réseau structurant les collecteurs où des dégâts des eaux dus à une insuffisance du réseau ont été signalés ou sont connus des services d'exploitation.

4.1.2 Réseau structurant modélisé

Le réseau structurant modélisé est présenté sur le plan en annexe 10.

4.2 Bassins versants élémentaires

4.2.1 Découpage en bassins versants élémentaires

Le découpage en bassins versants élémentaires est présenté sur le plan A0 en annexe 10. Le secteur d'étude a été découpé en 338 bassins versants élémentaires. Ce découpage a été réalisé sur la base de données cartographiques (plans de réseaux, photogrammétrie, photographie aérienne, etc.) et de visites de terrain.

La taille des bassins versants est adaptée à l'occupation des sols actuelle et aux projets d'urbanisme. Ainsi, les bassins versants ruraux présentent des surfaces plus importantes – pouvant atteindre plusieurs km² - alors que les bassins versants urbains ont des superficies de quelques hectares à plusieurs dizaines d'hectares.

4.2.2 Détermination des caractéristiques hydrologiques des bassins versants en situation actuelle

Les caractéristiques hydrologiques nécessaires à la modélisation sont pour chaque bassin versant :

- ✓ sa surface (ha),
- ✓ la longueur du plus long chemin hydraulique (m),
- ✓ la pente du bassin versant (m/m),
- ✓ le coefficient de ruissellement,
- ✓ le temps de réponse.

Ces caractéristiques hydrologiques ont été déterminées à partir des données SIG, en particulier la photogrammétrie et la photographie aérienne.

Les paragraphes ci-dessous détaillent la méthodologie de calcul des coefficients de ruissellement et du temps de réponse.

Coefficient de ruissellement :

Les coefficients de ruissellement des bassins versants élémentaires ont été déterminés sur la base de l'occupation des sols (d'après la photographie aérienne fournie par le Maître d'Ouvrage, cf. figure 1-17) :

- ✓ Forêt ;
- ✓ Champ ;
- ✓ Prairies ;
- ✓ Zones urbaines peu dense ;
- ✓ Zones urbaines denses ;
- ✓ ZAC ;
- ✓ Route.

A chaque type d'occupation du sol a été attribué un coefficient de ruissellement ajusté lors du calage du modèle numérique (cf. tableau ci-dessous). Ce coefficient tient compte de la période de retour de l'événement pluvieux simulé, et de la pente des terrains naturels.

Tableau 1-4 : Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et de la pente

Occupation du sol	Coefficients de ruissellement	
	Pluies fréquentes (T<1an)	Evenements rares (T>1an)
Centre Ville	70%	78%
Champs (pente <5%)	5%	6%
Champs (pente entre 5% et 10%)	7%	7%
Champs (pente >10%)	8%	9%
Foret	4%	4%
Prairie (pente <5%)	5%	6%
Prairie (pente entre 5% et 10%)	7%	7%
Prairie (pente >10%)	8%	9%
Route	80%	89%
ZAC	60%	67%
Zone Residentielle	25%	28%
ZAC_2	80%	89%

La figure 1-18 présente les bassins versants élémentaires en fonction de leur coefficient de ruissellement pour les événements pluvieux rares (période de retour supérieure à 1 an).

Temps de réponse :

Le logiciel Mike Urban utilise la formule de Chocat pour calculer les temps de réponse des bassins versants :

$$K = 0.3175 * A^{-0.0076} * C^{-0.512} * S^{-0.401} * L^{0.608} \quad \text{pour } A > 250 \text{ ha}$$

$$K' = 0.7 * A^{0.09} * K \quad \text{pour } A < 250 \text{ ha}$$

$$K' = 0.8 * K \quad \text{pour } A < 6 \text{ ha}$$

avec :

K, K' = Temps de réponse (min)

A = Surface totale du bassin versant (ha)

C = Imperméabilisation du bassin versant [0 ; ... ; 1]

S = pente du bassin versant (%)

L = longueur du bassin versant (m).

Les caractéristiques hydrologiques des bassins versants élémentaires sont détaillées en Annexe 11.

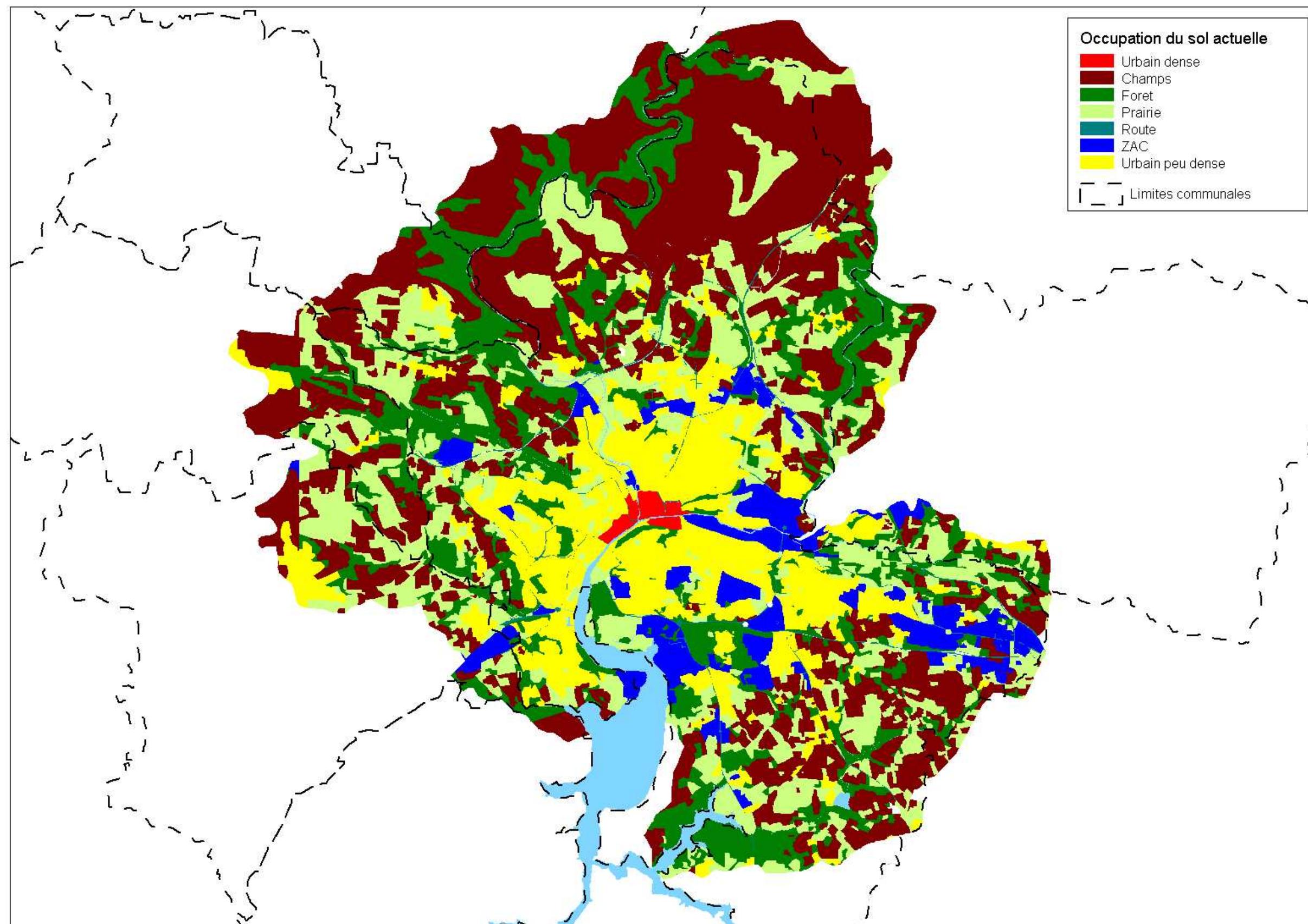


Figure 1-17 : Occupation des sols actuelle

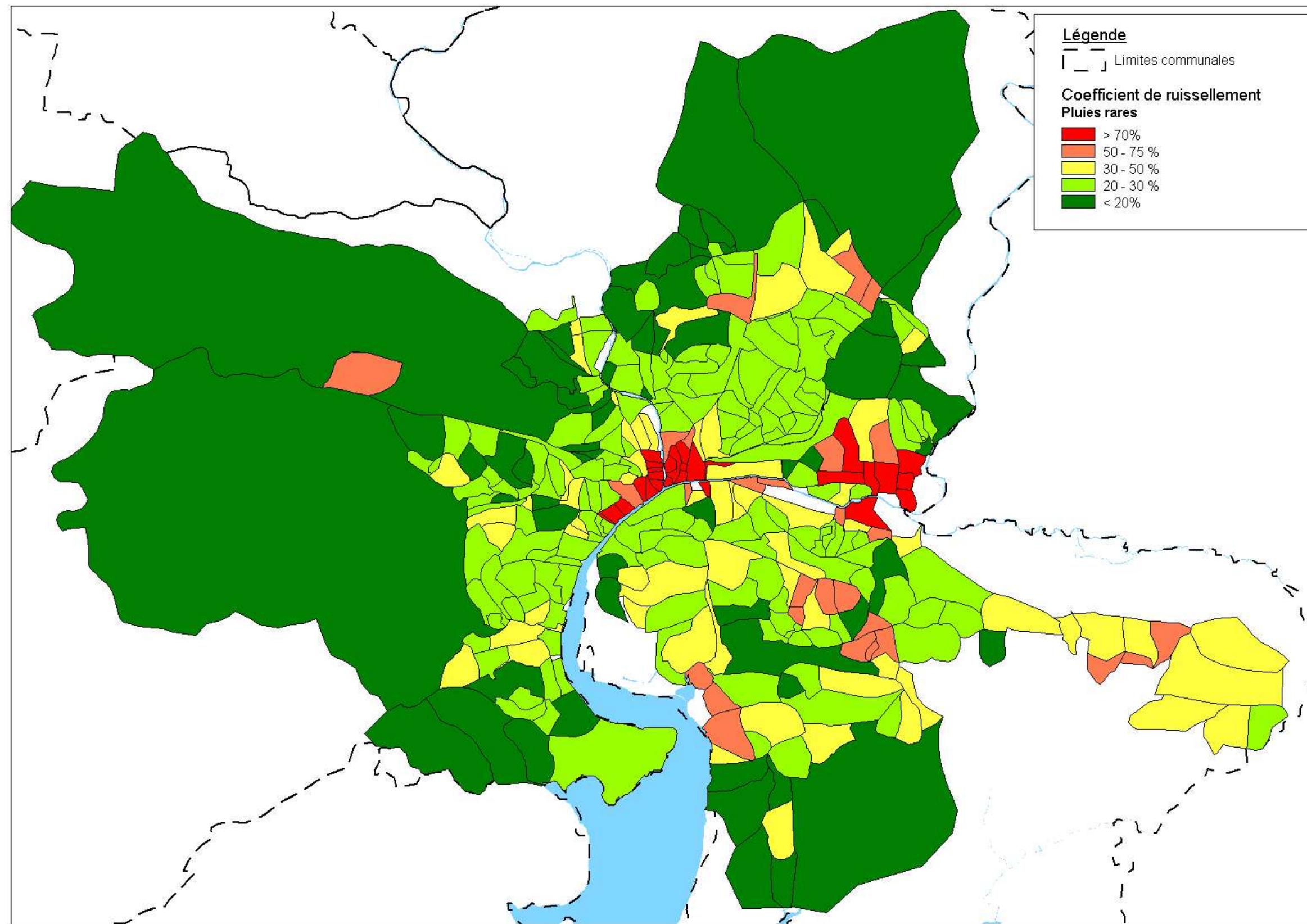


Figure 1-18 : Coefficients de ruissellement des bassins versant élémentaires pour des événements pluvieux exceptionnels (période de retour supérieure à 1 an)

4.2.3 Bassins versants principaux

Le diagnostic de l'impact des rejets du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sur le milieu naturel est réalisé par exutoire du réseau structurant. Le découpage du secteur d'étude en bassins versants principaux correspond à cette échelle d'analyse. A chaque exutoire correspond son bassin versant (cf. figure 1-19).

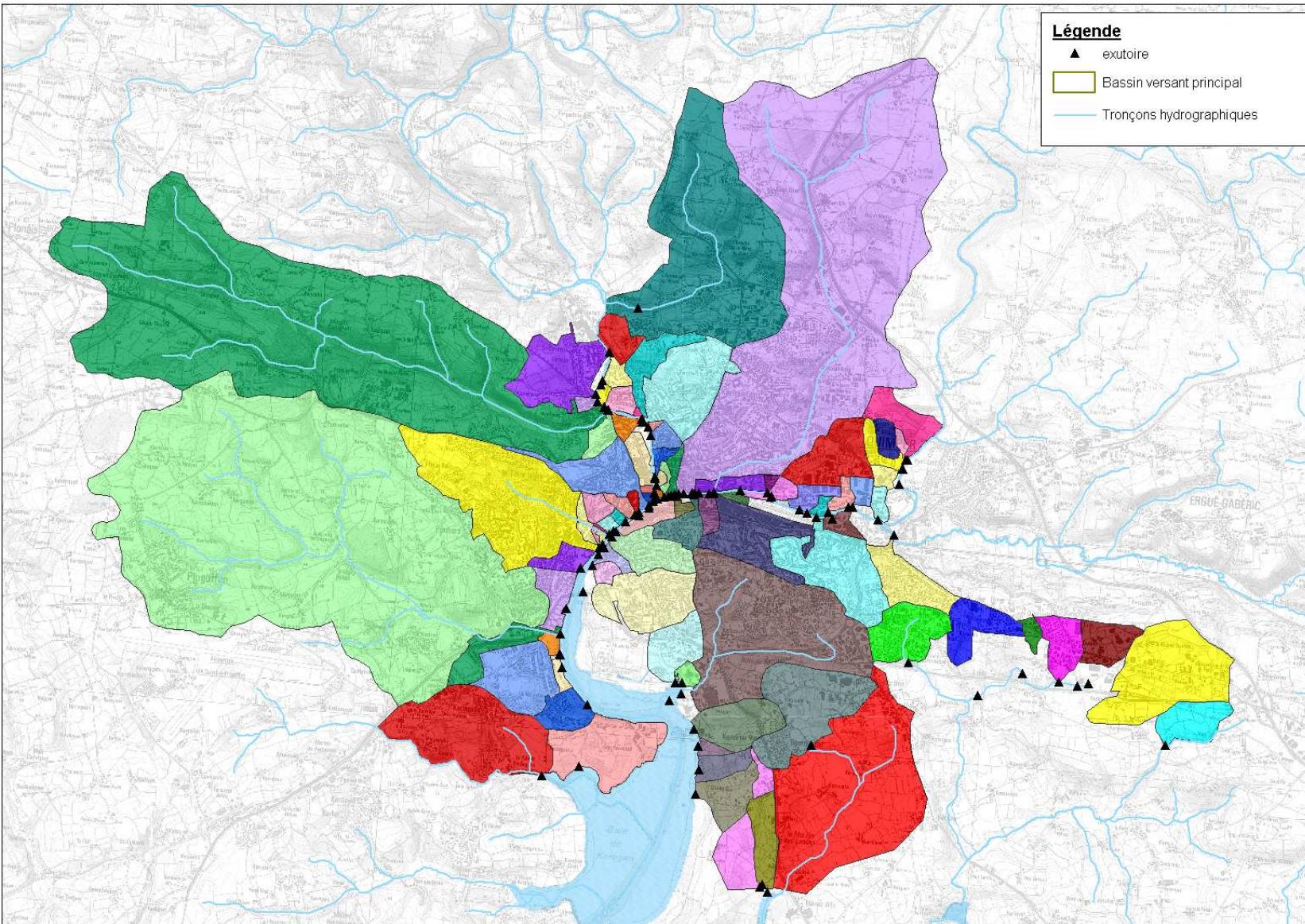


Figure 1-19 : Découpage en bassins versants principaux

5

Analyse hydrologique détaillée – définition des événements de référence simulés

5.1 Conditions aux limites pour l'analyse hydraulique

5.1.1 Objectifs

L'objectif de ce paragraphe est de définir des conditions hydrologiques et météorologiques de diagnostic et dimensionnement des installations du système de gestion des eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Plusieurs phénomènes hydrologiques se superposent sur l'agglomération quimpéroise :

- ✓ les pluies intenses,
- ✓ les crues de l'Odet, du Jet, du Steïr et du Frouet,
- ✓ les marées.

La prise en compte de ces phénomènes pour les zones soumises à influence aval, permet de définir pour une même période de retour et donc pour un même niveau de protection donné :

- ✓ des niveaux d'influence aval « fréquents » associés à des pluies exceptionnelles,
- ✓ des pluies « fréquentes » associées à des niveaux aval exceptionnels.

5.1.2 Analyse critique des pluies de référence du précédent Schéma Directeur (BCEOM, 1998)

Le diagnostic du fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER et les aménagements préconisés dans le cadre du précédent schéma directeur (BCEOM, 1998) ont été réalisés pour une pluie de projet de période de retour décennale¹. Les caractéristiques de cette pluie de projet – issues du rapport du Schéma directeur de 1998 – sont présentées ci-dessous :

- ✓ Forme : double triangle décentrée ;
- ✓ Durée : 4 heures ;
- ✓ Cumul total : 41 mm ;
- ✓ Période intense : durée 1 heure et cumul : 28 mm.

Les courbes IDF - calculées sur la base des coefficients de Montana fournis par Météo-France pour la station de Quimper-Pluguffan - permettent d'estimer la période de retour de la pluie de projet :

- ✓ 20 ans sur la durée totale de 4 heures,
- ✓ entre 30 et 50 ans pour la période intense d'une heure.

Ainsi, **la pluie de projet utilisée dans le cadre du Schéma Directeur de 1998 est sécuritaire – aux vues des courbes IDF actualisées – par rapport à la période de retour décennale considérée pour le dimensionnement des aménagements préconisés. Néanmoins, le choix de la période intense n'est pas optimal pour le diagnostic capacitaire du réseau.** En effet, on considère en hydrologie que le débit de pointe de l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin versant est maximal pour la pluie de durée proche de son temps de concentration². Les temps de concentration des bassins versants élémentaires étant de l'ordre de 15 minutes (cf. figure 1-20), **la durée intense de la pluie de projet la plus pénalisante pour le diagnostic capacitaire du réseau, est de 15 minutes.**

Enfin, la durée totale de 4 heures de la pluie de projet permet de simuler une contrainte volumique (sollicitation des ouvrages de stockage).

¹ À l'exception du bassin de retenue « Allende » sur le bassin versant du Frout – dimensionné pour une pluie de projet vicennale.

² Temps que met la goutte hydrauliquement la plus éloignée de l'exutoire à rejoindre celui-ci.

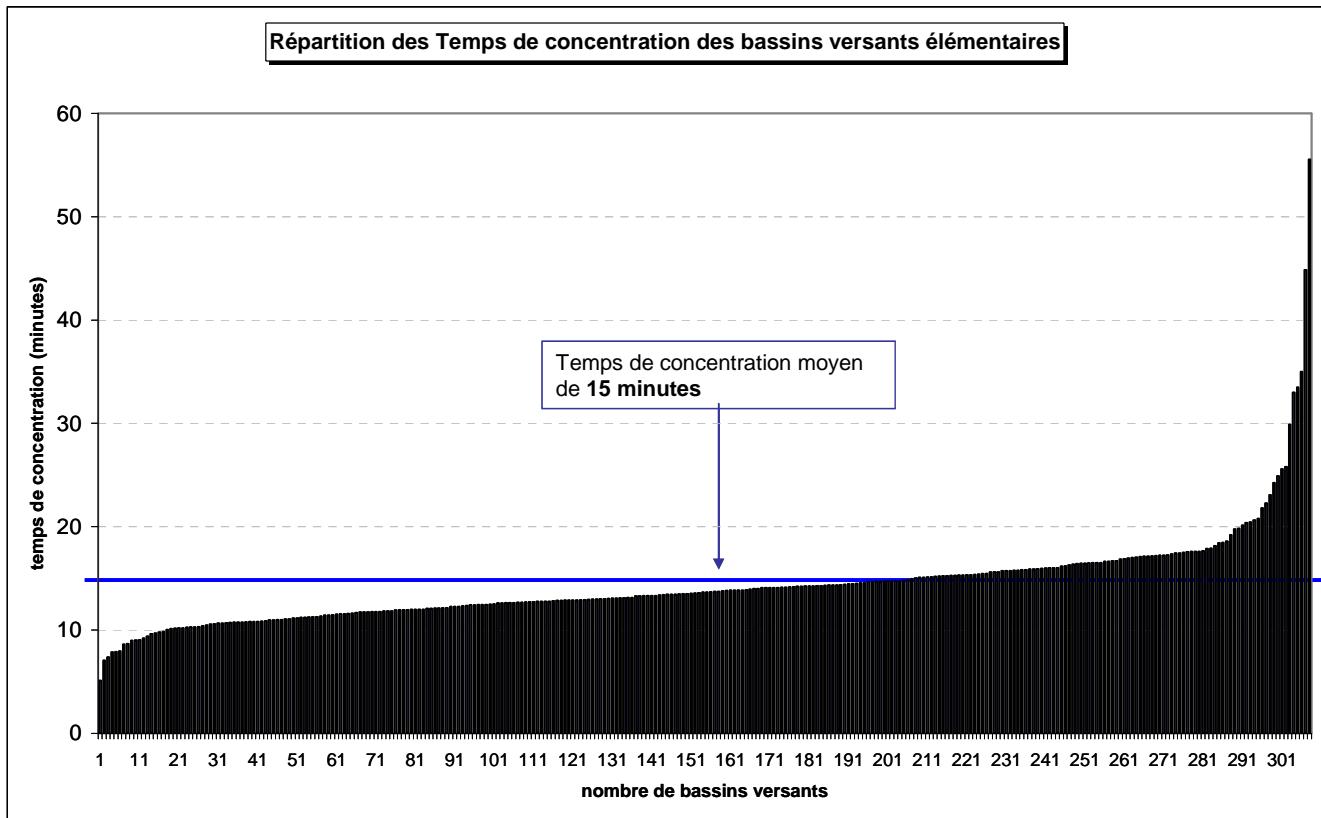


Figure 1-20 : Répartition des temps de concentration des bassins versants élémentaires

5.1.3 Détermination des pluies de projets capacitaires type « orage d'été »

Les pluies de projet capacitaires type « orage d'été » ont pour objectif le diagnostic et le dimensionnement capacitaire des réseaux d'eaux pluviales et des ouvrages de rétention. Les pluies modélisées sont de type double triangle centrées, de durée totale 4 heures, et de durée de période intense 15 minutes. Cette dernière est déterminée suite à l'analyse des temps de concentrations des bassins versants élémentaires, afin de simuler les pluies de projet les plus pénalisantes au regard de la capacité d'évacuation des réseaux d'eaux pluviales.

Ces pluies sont construites à partir des coefficients de Montana de la station Météo-France de QUIMPER.

Les pluies de projet simulées, et leurs principales caractéristiques sont présentées sur la figure 1-21.

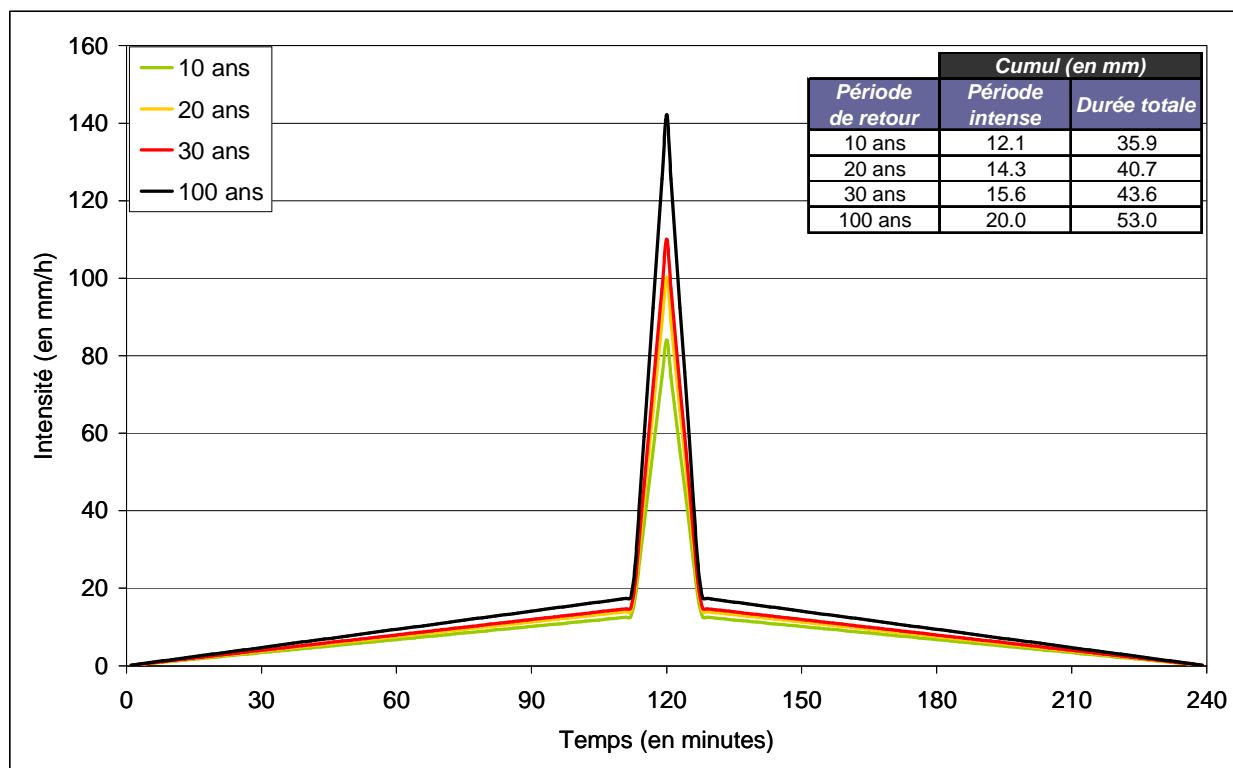


Figure 1-21 : Pluies de projet capacitaires type « orage d'été »

5.1.4 Détermination des pluies de projets en période de crues

Les pluies de projet en période de crues de l'Odet ont pour objectif le diagnostic des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER soumis à des événements pluvieux rares concomitants à une forte influence aval dû au niveau d'eau dans l'Odet. Ces pluies de projets sont de type paliers sur 24 heures (cf. figure 1-22). Leurs caractéristiques sont déterminées à partir d'une analyse statistique poussée portant sur les débits de l'Odet (station de Kervir) et les précipitations (pluviomètre de Ty-Planche).

Méthodologie de détermination des caractéristiques des pluies de projet :

L'analyse porte sur la période de mesures de 1991 à 2008.

1. Sélection des jours pour lesquels le débit dans l'Odet (station de Kervir) est supérieur au débit biennal $Q_2 = 45 \text{ m}^3/\text{s}$;
2. Extraction des événements pluvieux apparus durant ces jours de « crue » (on considère que 2 événements pluvieux consécutifs sont séparés par une période de temps sec d'au-moins 4 heures, cf. Annexe 5) ;

3. Ajustement d'une loi de Gumbel sur les hauteurs précipités pour les durées suivantes : 1 heures, 2 heures, 4 heures, 12 heures et 24 heures (cf. Annexe 5) ;
4. Construction des pluies de projet par paliers (cf. figure 1-22).

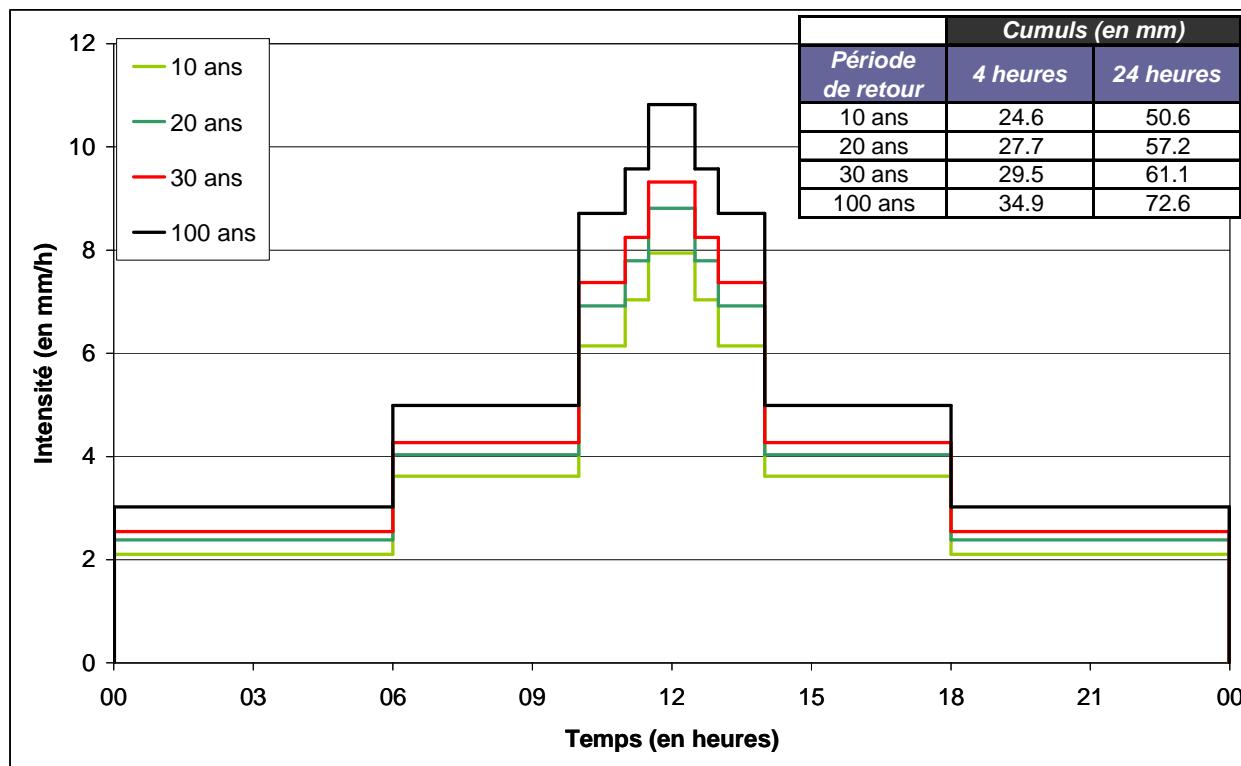


Figure 1-22 : Pluies de projet type « crue »

5.1.5 Influence aval

L'influence aval est modélisée par un niveau d'eau constant pour chacun des exutoires du réseau d'eaux pluviales modélisé. Ce niveau d'eau influe directement sur le débit capable de l'exutoire, et sur le risque de mise en charge voire débordement des réseaux en amont.

La représentation théorique des conditions aval par un niveau d'eau constant permet de simuler le fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales dans une configuration pénalisante, en s'assurant de la concomitance du débit de pointe à évacuer par l'exutoire et du niveau d'eau aval le plus élevé sur la durée de l'événement pluvieux.

Plusieurs jeux de conditions aval ont été simulés pour les exutoires dans l'Odet. Les niveaux d'eau à l'aval des exutoires dépendent :

- ✓ de la ligne d'eau dans l'Odet,
- ✓ de l'influence de la marée.

Ils ont été déterminés sur la base de l'analyse des débits et niveau d'eau à la station hydrométrique de Kervir et au marégraphe du Croniguel (cf. §2.3).

En particulier, le niveau d'eau considéré au niveau du marégraphe du Corniguel correspond à une probabilité de dépassement de 50% sur une heure (voir analyse de la marée § 2.3.2), soit 0,5 mNGF.

Le tableau 1-5 et la figure 1-23 présentent les hypothèses d'influence aval en fonction des pluies de projet simulées.

Tableau 1-5 : Conditions aval en fonction du type de pluies de projet

	Débit de l'odet à Kervir	Niveau d'eau à Corniguel
Pluies d'été	Module	0,5 mNGF
Pluies d'hiver	Débit biennal	0,5 mNGF

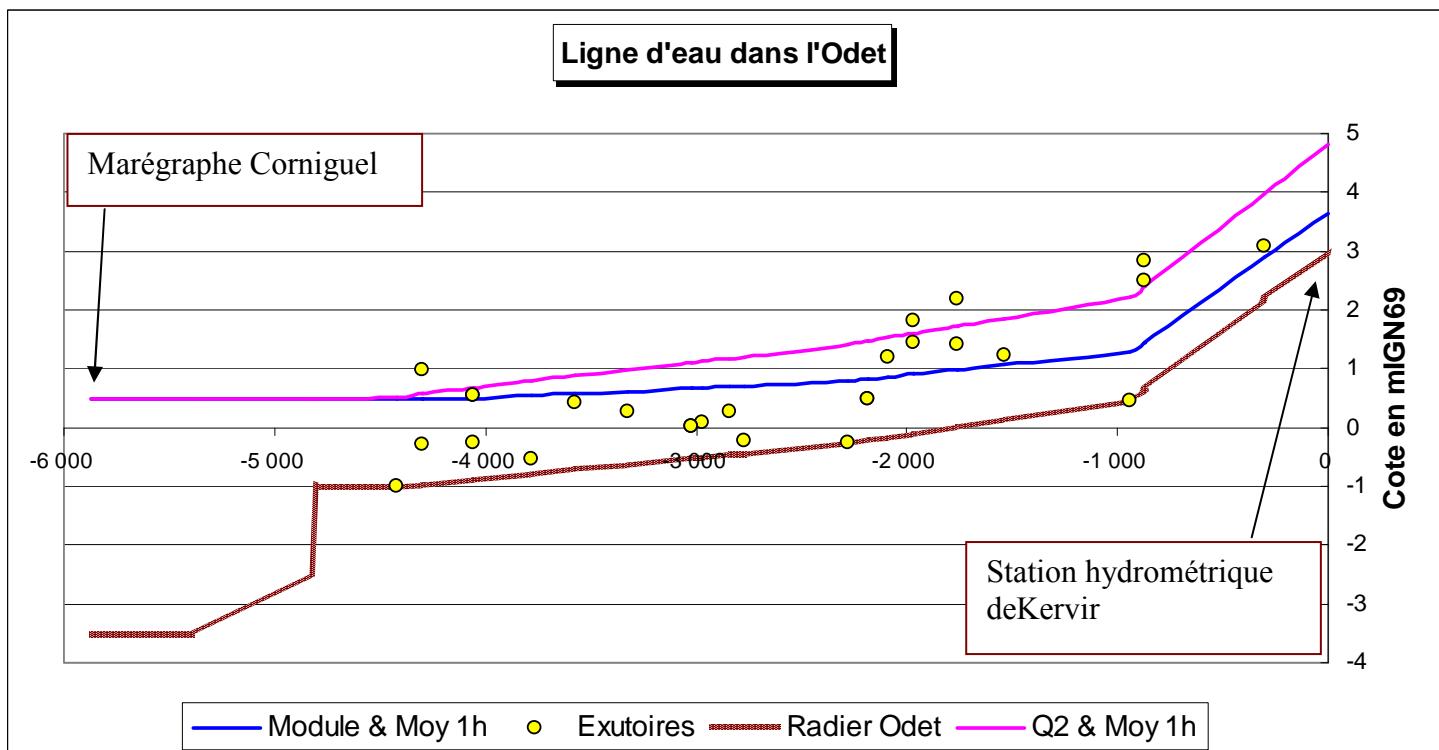


Figure 1-23 : Ligne d'eau dans l'Odet

5.1.6 Synthèse des événements simulés

Le tableau 1-6 présente l'ensemble des événements simulés, soit les triplets « pluie, débits des cours d'eau, niveau d'eau du à la marée à Corniguel ».

Tableau 1-6 : Synthèse des conditions aux limites simulées

Pluie		Débits des cours d'eau	niveau marée à Corniguel
Type	période de retour		
Eté	10 ans	module	0,5 mNGF
	20 ans		
	30 ans		
	100 ans		
Crue	10 ans	débit biennal	0,5 mNGF
	20 ans		
	30 ans		
	100 ans		

P:\Projets\FR_29\C_Quimper\08PHY016\Technique\calculs\MODELISATION\CL_QuimperEP.xls]Synthèse

5.2 Conditions aux limites pour l'analyse qualité

5.2.1 Objectifs

L'impact des rejets des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sur la qualité de l'Odet a été calculé par la **méthode des pluies réelles**. Cette méthode consiste à simuler une année de pluie à l'aide du modèle numérique Mike Urban (module LTS).

Le paragraphe suivant présente la méthode de détermination de l'année de pluie réelle simulée.

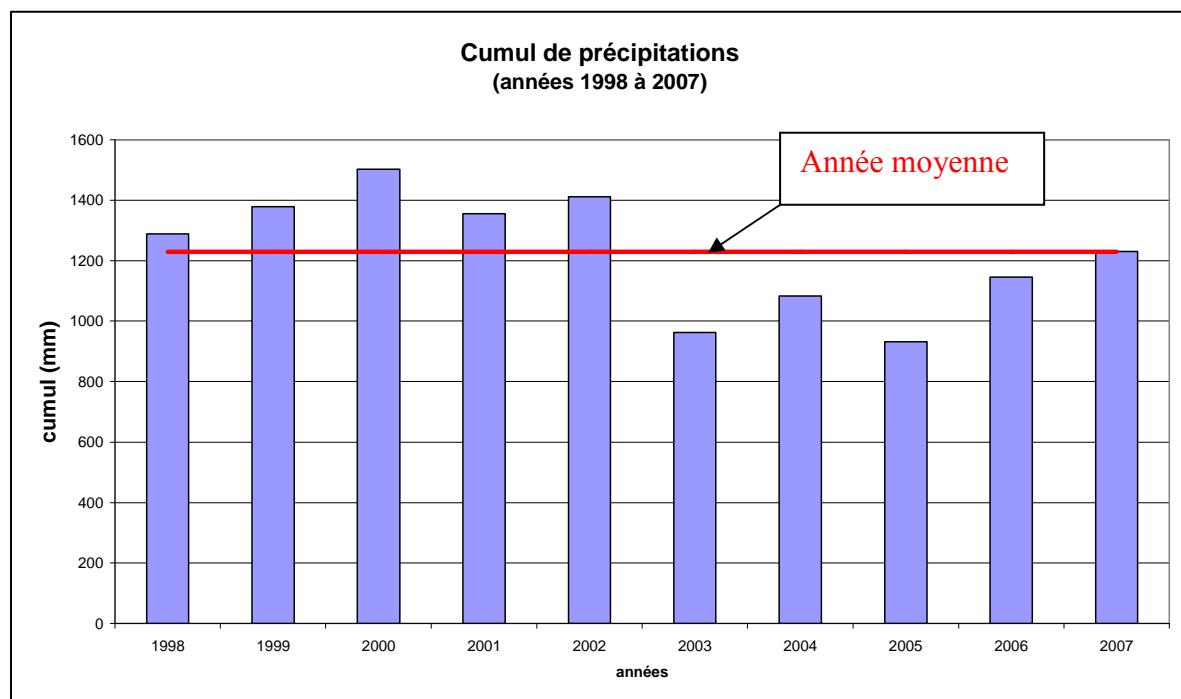
5.2.2 Choix de l'année de pluies réelles

Les données utilisées au pas de temps de 6 minutes proviennent de la Station Météo-France n° 29216001 de Pluguffan.

Afin de choisir une année moyenne représentative, les données de pluviométrie mensuelles des 10 dernières années à la station de Pluguffan ont été étudiées.

**Tableau 1-7 : Variabilité de la hauteur de pluie annuelle à la station de Pluguffan
(écart à la moyenne des 10 ans)**

Année	Cumul (mm)	écart à la moyenne
1998	1288.4	5%
1999	1378	12%
2000	1502.4	22%
2001	1355.2	10%
2002	1411.8	15%
2003	962.6	-22%
2004	1082.8	-12%
2005	931.4	-24%
2006	1145.2	-7%
2007	1230.4	0%
Moyenne	1228.8	-

**Figure 1-24 : Variabilité de la hauteur de pluie annuelle à la station de Pluguffan
(écart à la moyenne des 10 ans)**

Les années de pluie présentant un écart sur la hauteur de pluie annuelle inférieur strict à 10 % en valeur absolue à la moyenne annuelle sur les dix années ont été sélectionnées. Il s'agit des années 1998, 2006 et 2007.

Deux critères permettent de sélectionner l'année de pluie à simuler :

- ✓ l'écart type entre les hauteurs de précipitations mensuelles des années candidates et les hauteurs mensuelles de la pluie moyenne,
- ✓ l'écart type entre le nombre de jours de pluies classés par fréquences d'apparition des années candidates et de l'année moyenne.

L'objectif est de choisir une année présentant les valeurs les plus faibles pour les 2 critères.

L'année sélectionnée sur la période de 10 ans : 1998 à 2007 est l'année 2006.

Tableau 1-8 : Hauteur de pluie mensuelle pour l'année moyenne

ANNEE	Cumul mensuel (mm)												Ecart-type
	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	
1998	157.6	19.8	55.2	204.2	76.4	78.6	72.4	22	171.4	178.4	96.8	155.6	52
2006	42.6	117	185.2	60.6	78.4	9	71.8	58	62.6	137.6	156.6	165.8	42
2007	121.2	200.6	125.8	33	146.4	137.2	133.2	79.2	44.8	20.6	89.4	99	64
Moyenne	130.1	100.4	97.5	109.7	84.4	57.6	83.0	62.8	73.2	137.4	134.5	158.3	-

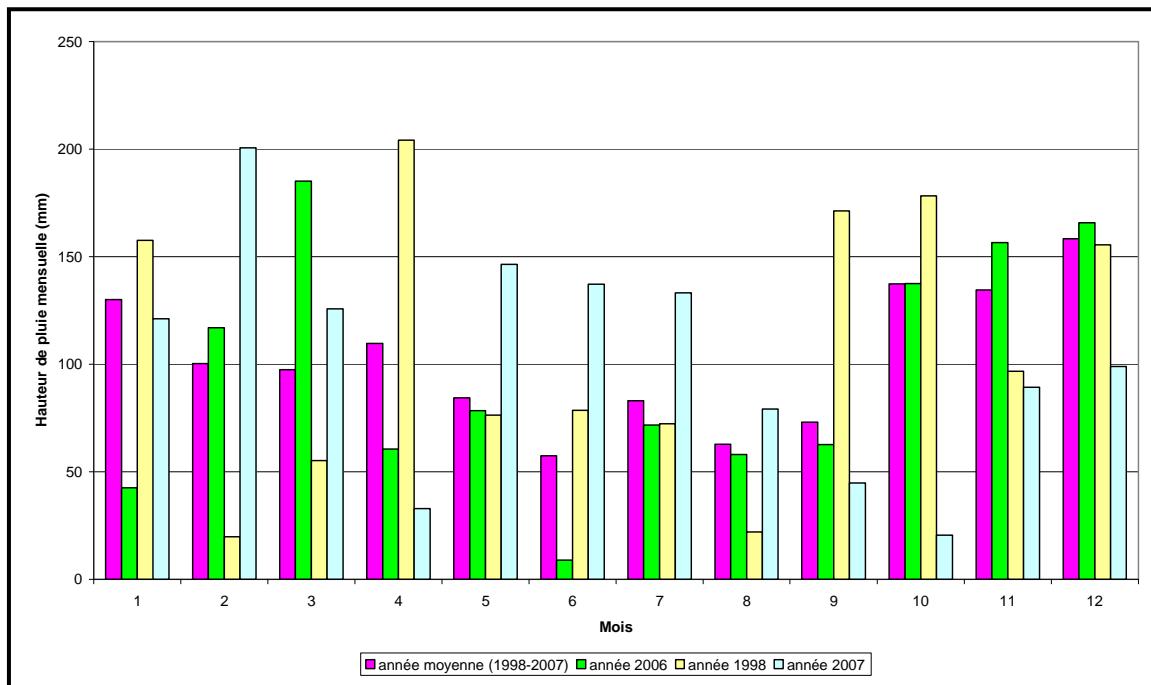


Figure 1-25 : Représentation graphique du tableau 1-9

Tableau 1-9 : Classification des jours de pluies par fréquence d'apparition

Fréquence d'apparition	Temps sec	< hebdomadaire	hebdomadaire à bimensuelle	bimensuelle à mensuelle	mensuelle à bimestrielle	bimestrielle à trimestrielle
Cumul (mm/j)	<0.6	<7.8	<14	<20.4	<26.2	<29.3
1998	182	122	29	13	5	3
2006	201	114	25	13	7	2
2007	195	113	29	16	7	3
Année moyenne (1998 à 2007)	195.9	116.5	26.4	13.1	6.4	2.3

Fréquence d'apparition	trimestrielle à semestrielle	semestrielle à annuelle	annuelle à bisannuelle	bisannuelle à quinquennale	> quinquennale	Ecart-Type (par rapport à l'année moyenne)
Cumul (mm/j)	<35.1	<42.4	<48.5	<61	>61	
1998	2	0	1	1	0	4.6
2006	1	2	0	0	0	1.9
2007	2	0	0	0	0	1.7
Année moyenne (1998 à 2007)	2.5	0.7	0.3	0.3	0.1	-

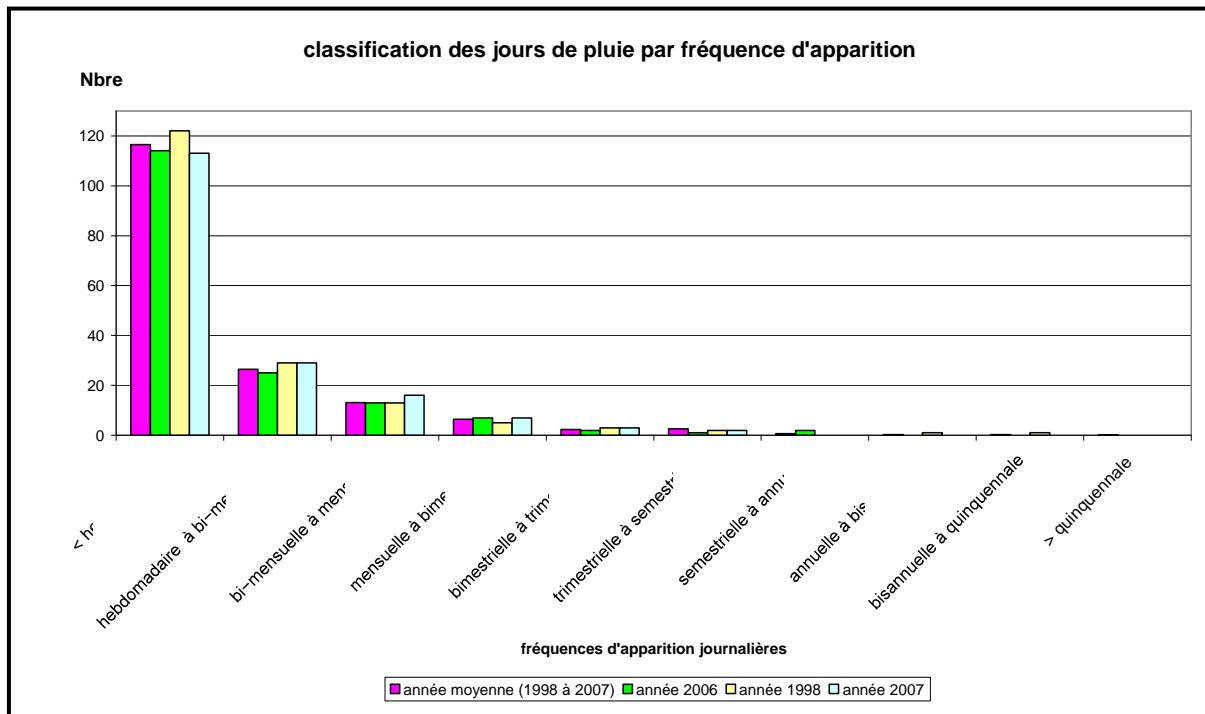


Figure 1-26 : Représentation graphique du tableau 1-10

ANNEXE 1

CARTE DU RÉSEAU DE SUIVI DU BASSIN VERSANT DE L'ODET EN 2008

ANNEXE 2

EXTRAIT DE LA GRILLE SEQ-EAU

ANNEXE 3

EXTRAIT DU RAPPORT « BASSIN VERSANT DE L'ODET – SUIVI DE LA QUALITÉ DE L'EAU, BILAN 2008 », SIVALODET

ANNEXE 4

ZONES D'URBANISATION FUTURE À HORIZON 2025 – PLAN

ANNEXE 5

ANALYSE PLUVIOMÉTRIQUE – PLUIES DE PROJET PAR PALIERS

ANNEXE 6

STRUCTURE DES TABLES DU S.I.G.

ANNEXE 7

PLAN D'ENSEMBLE DES RÉSEAUX D'EAUX PLUVIALES

ANNEXE 8

BASSINS DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

ANNEXE 9

POSTES DE REFOULEMENT DU RÉSEAU D'EAUX PLUVIALES

ANNEXE 10

PLAN GÉNÉRAL DE DÉCOUPAGE EN BASSINS VERSANTS

ANNEXE 11

CARACTÉRISTIQUES DES BASSINS VERSANTS ÉLÉMENTAIRES

PARTIE 2

DIAGNOSTIC DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

Campagne de mesures

1.1 Organisation et objectifs de la campagne de mesures

Une campagne de mesures de pluviométrie et débits en continu sur le réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER a été organisée du 06 avril au 01 juin 2009.

Les 6 points de mesures installés dans le cadre de cette campagne de mesures sont localisés sur la figure 2-2 :

- ✓ Point n°1 : route de Bénodet, canalisation de diamètre 1200 mm ;
- ✓ Point n°2 : rue Max Jacob, canalisation de diamètre 1000 mm ;
- ✓ Point n°3 : rue Stang Ar Choat, canalisation de diamètre 1400 mm ;
- ✓ Point n°4 : Avenue de la Gare, canalisation de diamètre 1000 mm ;
- ✓ Point n°5 : rue Kerhuel, canalisation de diamètre 1500 mm ;
- ✓ Point n°6 : Garenne du Loup, canalisation de diamètre 1200 mm.

Les réseaux d'eaux pluviales peuvent facilement présenter des fonctionnements en charge ou des influences aval ce qui rend les mesures de hauteur insuffisantes dans la plupart des cas. Ainsi, les 6 points de mesures de débit ont été équipés de sondes à effet doppler pour mesurer la vitesse de l'écoulement (cf. figure 2-1).

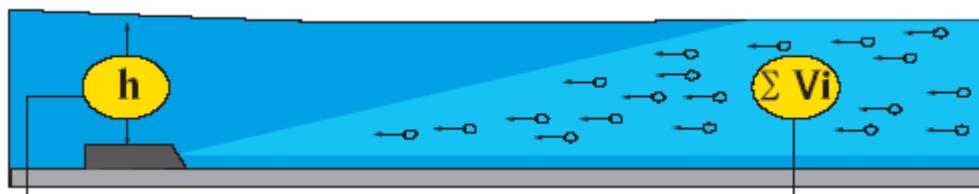


Figure 2-1 : Principe de mesure du capteur de vitesse à effet Doppler
(source : documentation HYDREKA)

Parallèlement aux mesures réalisées sur le réseau d'eaux pluviales, deux pluviomètres enregistreurs, agréés par la Météorologie Nationale, ont été installés de

façon à corrélérer précisément les débits d'origine pluviale et l'intensité des précipitations (cf. figure 2-2) :

- ✓ PL 1 : Pluviomètre « Kervouyec », installé dans l'enceinte du bassin de rétention d'eaux pluviales Kervouyec ;
- ✓ PL 2 : Pluviomètre « Jules Vern », installé aux services techniques de la Ville de QUIMPER – rue Jules Vern.

Les mesures de ces 2 pluviomètres sont complétées par les données fournies par l'exploitant du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER – VÉOLIA –, sur la base des relevés de 3 pluviomètres installés (cf. figure 2-2) :

- ✓ À la station d'épuration du Corniguel (PL 3) ;
- ✓ Rue Louis Lumière (PL 4) ;
- ✓ Au poste de relevage d'eaux usées « Le Jet » - commune d'Ergué-Gabéric (PL 5).

Les objectifs de la campagne de mesures sont :

- ✓ Déterminer les apports d'eaux pluviales des bassins versants en amont de chaque point de mesures, et en déduire une surface active collectée ;
- ✓ Caler le modèle numérique Mike Urban des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sur 3 événements pluvieux mesurés.

1.2 Analyse de la pluviométrie

L'analyse des données pluviométriques recueillies lors de la campagne de mesures du 06 avril au 01 juin 2009 permet de :

- ✓ Valider la disponibilité et la cohérence des mesures des pluviomètres ;
- ✓ Caractériser les événements pluviométriques de la période de mesures ;
- ✓ Déterminer les 3 pluies de calage du modèle numérique des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Afin d'avoir une bonne représentativité de la pluviométrie précipitée sur la Ville de QUIMPER en disposant de suffisamment de pluviomètres répartis de façon homogène sur le bassin versant d'analyse, les données pluviométriques de la station d'épuration du Corniguel seront intégrées au modèle numérique en phase de calage, en plus des 2 pluviomètres « Jules Verne » et « Kervouyec » installés par SAFEGER.

Les 2 pluviomètres « Le Jet » et « Kerbasguen », identifiés après la campagne de mesures, sont utilisés afin de valider les mesures des autres pluviomètres et combler les lacunes le cas échéant. Leur proximité géographique avec les pluviomètres installés par SAFEGER limite l'intérêt d'utiliser leurs mesures pour caler le modèle Mike Urban.

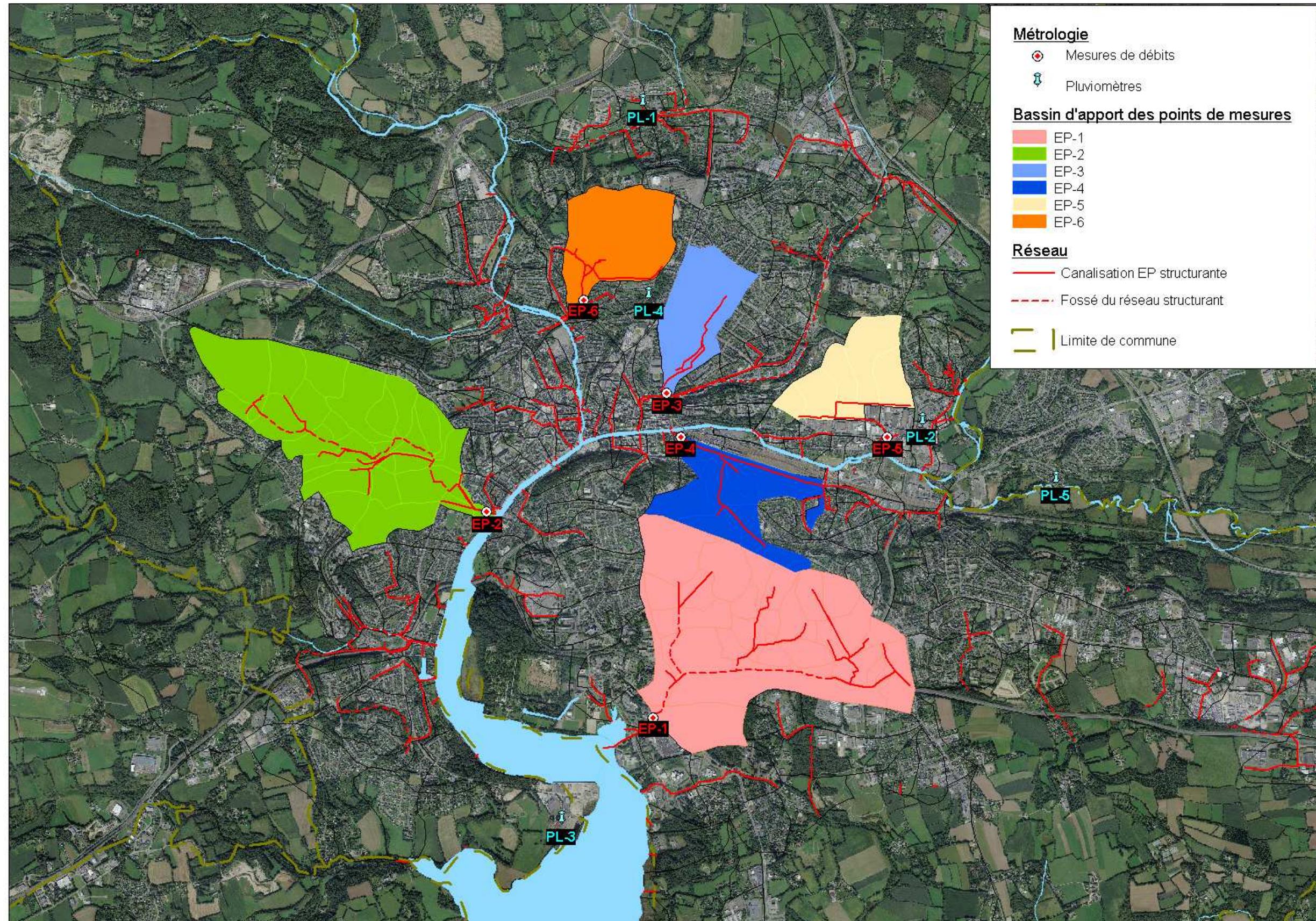


Figure 2-2 : Localisation des points de mesures de débit et pluviomètres sur le réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER

1.2.1 Disponibilité des mesures pluviométriques

Une première analyse des données pluviométriques a été réalisée avec pour objectifs d'identifier une période de mesures sur laquelle sélectionner les pluies de calage.

La figure 2-3 présente la disponibilité des mesures pour chacun des 5 pluviomètres :

- ✓ Le pluviomètre « Kervouyec » installé par SAFEGER pour la campagne de mesures a été volé la semaine 17. Les données mesurées du 06 avril au 24 avril sont donc indisponibles. Néanmoins, ces lacunes de données peuvent être comblées par les mesures du pluviomètre PL 4 ;
- ✓ Le pluviomètre de la STEP du Corniguel présente des lacunes de données (mesures invalidées par SAFEGER). A noter que les lacunes 2 à 4 correspondent à des périodes de temps sec. La lacune 1 comprend des événements pluvieux qui peuvent être reconstitués sur la base de mesures des autres pluviomètres.

Ainsi, la période d'analyse des données pluviométriques s'étend sur l'ensemble de la campagne de mesures : du 06 avril au 01 juin 2009. Néanmoins, les lacunes constatées (cf. figure 2-3) privilégient la période du 25 avril au 01 juin pour le choix des pluies de calage.

1.2.2 Analyse de la pluviométrie

La figure 2-6 présente la pluviométrie journalière sur la période de la campagne de mesures. A l'échelle journalière, les précipitations paraissent spatialement homogènes sur la période considérée.

L'analyse des événements pluvieux au pas de temps journalier et 5 minutes repose sur les données enregistrée au pluviomètre « Jules Verne ». Le choix de ce pluviomètre se justifie par la qualité des données enregistrée (pas de lacunes sur la période de la campagne de mesures). L'objectif principal de cette analyse est de déterminer les 3 pluies de calage du modèle numérique des réseaux d'eaux pluviales. Nous rappelons que les données pluviométriques des 3 pluviomètres « Jules Verne », « Kervouyec » et « STEP du Corniguel » sont utilisées pour le calage du modèle.

La figure 2-4 illustre la répartition des jours en fonction du cumul de précipitations. Sur 57 jours de campagne de mesures, la moitié correspond à des journées de temps sec (28 jours), et 11 jours ont un cumul de précipitations supérieur à 5 mm.

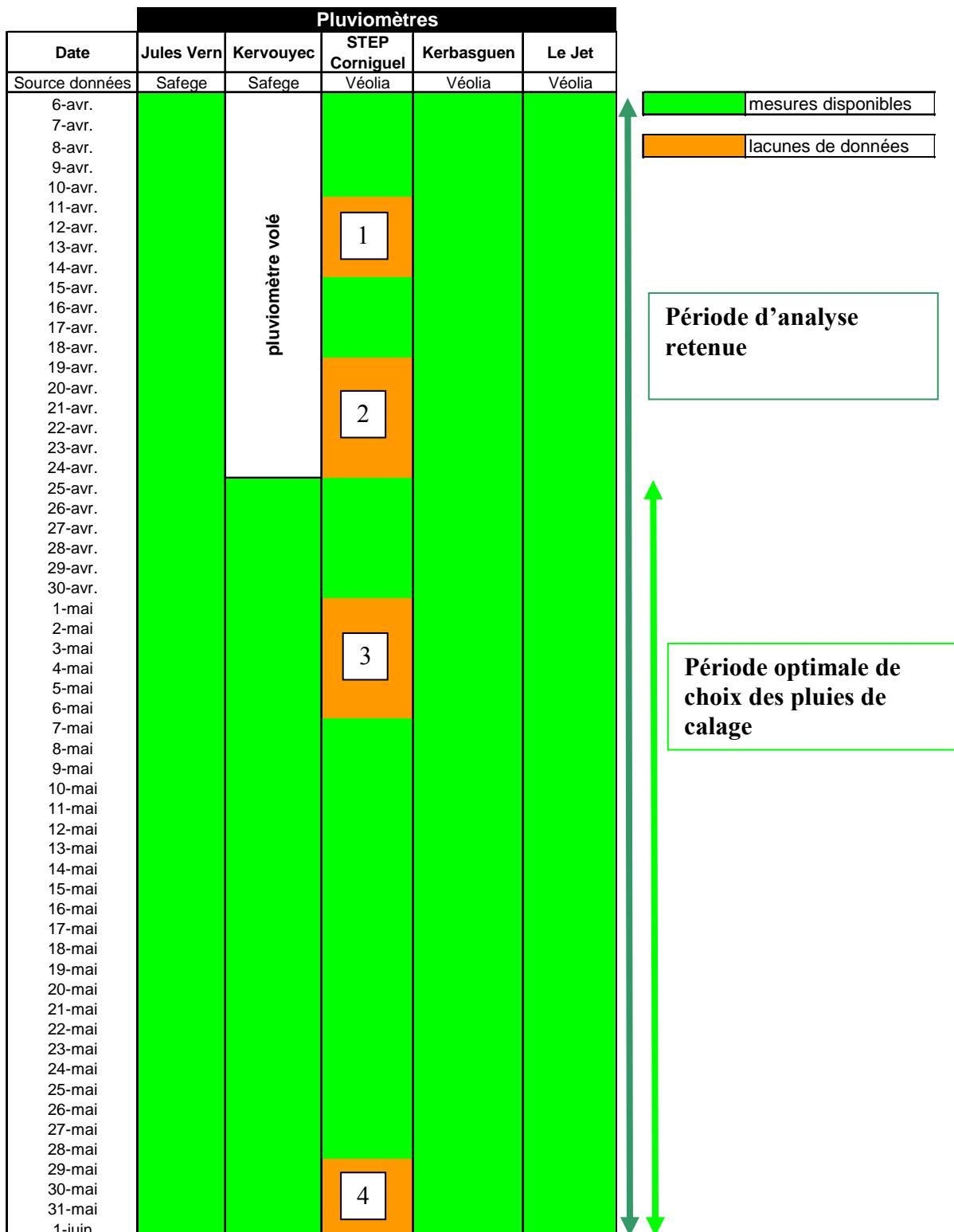


Figure 2-3 : Disponibilité des mesures pluviométriques

Cumul journalier (mm)	Nombre de jours
Cumul (mm) = 0	28
0 < C <= 1	10
1 < C <= 5	8
5 < C <= 10	7
10 < C <= 20	4
C > 20	0
TOTAL	57

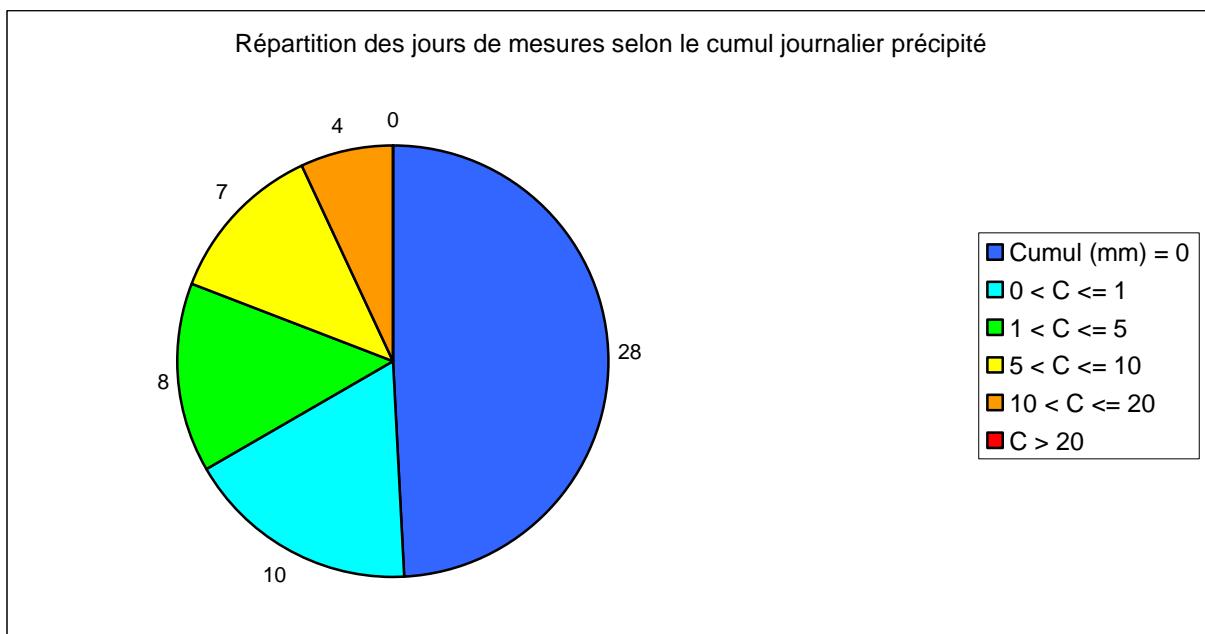


Figure 2-4 : Répartition des jours de pluie selon le cumul journalier précipité – pluviomètre « Jules Verne »

On considère que deux événements pluvieux sont séparés par une période de temps sec d'au-moins 4 heures. L'analyse des mesures pluviométriques au pas de temps 5 minutes du pluviomètre « Jules Vern » permet alors d'identifier et de classer les événements pluvieux selon leur cumul. Parmi les 20 événements pluvieux enregistrés du 06 avril au 04 juin, 11 présentent un cumul supérieur à 5 mm (figure 2-5).

Cumul événement (mm)	Nombre d'événements
0 < Cumul (mm) <= 1	2
1 < C <= 5	7
5 < C <= 10	5
10 < C <= 20	6
C > 20	0
TOTAL	20

Période minimale de temps sec séparant deux événements pluvieux : 240 minutes

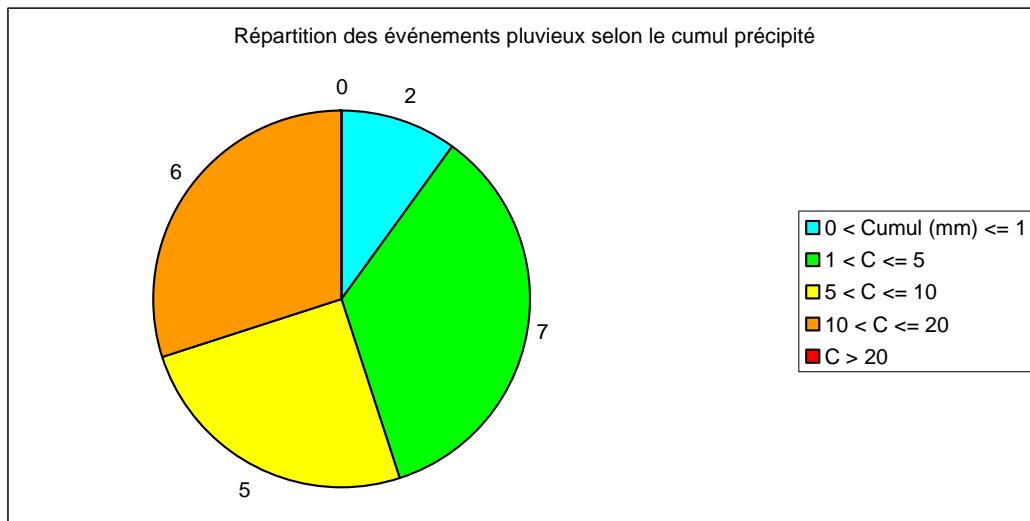


Figure 2-5 : Répartition des événements pluvieux selon le cumul précipité – pluviomètre « Jules Verne »

1.2.3 Choix des pluies de calage

Les 3 pluies de calage sont choisies selon la méthodologie suivante :

- ✓ Détermination des caractéristiques des pluies pendant la campagne de mesures : durée, intensité maximale sur plusieurs pas de temps, cumul ;
- ✓ Choix des pluies de calage de manière à ce qu'elles soient le plus dissemblable possible pour assurer la robustesse du calage hydraulique.

Le figure 2-7 présentent les 20 événements pluvieux mesurés par le pluviomètre « Jules Verne » du 06 avril au 01 juin, ainsi que leurs caractéristiques statistiques (cumul, durée, intensités maximales sur différents pas de temps, etc.). La comparaison de ces événements pluvieux avec les statistiques de Météo-France (coefficients de Montana – pluviomètre Météo-France de Quimper n°29216001) permet, pour chaque événement pluvieux, d'associer une période de retour aux intensités maximales sur différents pas de temps.

L'objectif est d'identifier des événements significatifs - i.e. de période de retour supérieure à bi-mensuelle sur au-moins une durée d'analyse – et de caractéristiques différentes.

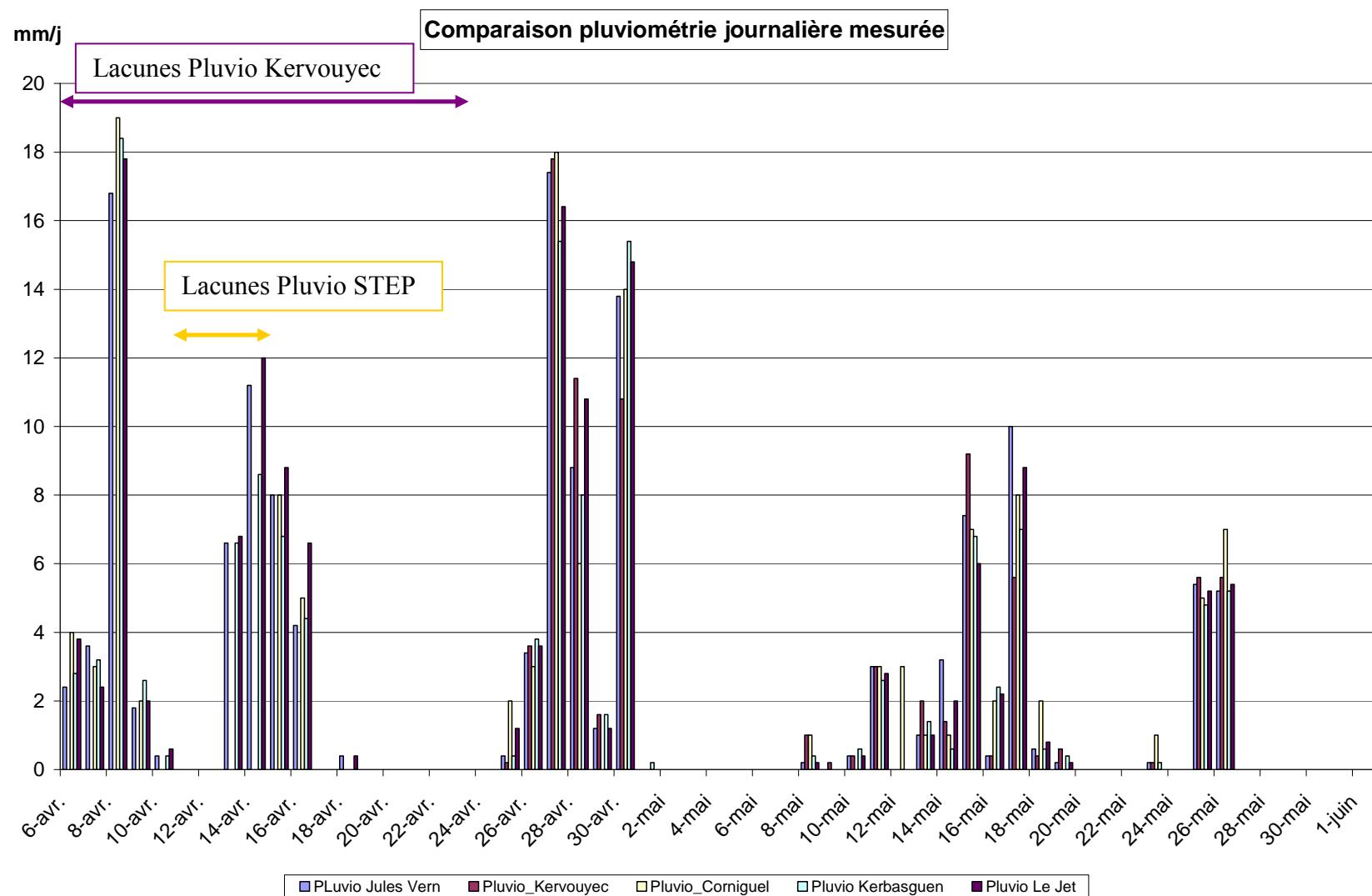


Figure 2-6 : Pluviométrie journalière mesurée du 06 avril au 01 juin 2009

N°Evt	Événement		Durée (heure)	Cumul (mm)	Intensité max (mm/h) sur la durée									
	Début événement	Fin événement			5 minutes	15 minutes	30 minutes	60 minutes	120 minutes	240 minutes	360 minutes	720 minutes	1440 minutes	
1	07/04/09 00:20:00	07/04/09 02:05:00	1.75	2.00	9.60	6.4	3.6	1.8	1.0	0.5	0.3	0.2	0.1	
2	07/04/09 22:40:00	08/04/09 14:50:00	16.17	18.60	7.20	5.6	4.4	3.6	2.9	2.6	1.9	1.4	0.8	
3	08/04/09 18:55:00	09/04/09 03:00:00	8.08	3.00	4.80	2.4	1.6	1.0	0.8	0.5	0.3	0.3	0.1	
4	13/04/09 18:00:00	13/04/09 22:10:00	4.17	6.60	4.80	4.0	3.2	3.2	2.3	1.6	1.1	0.6	0.3	
5	14/04/09 16:35:00	14/04/09 22:10:00	5.58	11.20	24.00	11.2	8.4	6.0	4.3	2.7	1.9	0.9	0.5	
6	15/04/09 17:10:00	16/04/09 12:50:00	19.67	12.20	4.80	3.2	2.8	2.4	1.8	1.4	1.2	0.7	0.5	
7	26/04/09 02:15:00	26/04/09 06:00:00	3.75	3.40	4.80	2.4	2.0	1.4	1.2	0.9	0.6	0.3	0.1	
8	27/04/09 05:00:00	27/04/09 15:35:00	10.58	15.60	7.20	5.6	5.6	4.6	3.8	3.0	2.1	1.3	0.6	
9	27/04/09 20:35:00	28/04/09 15:20:00	18.75	10.40	33.60	14.4	9.2	6.2	3.4	1.8	1.3	0.7	0.4	
10	29/04/09 06:40:00	29/04/09 07:40:00	1.00	1.00	2.40	2.4	1.2	1.0	0.5	0.3	0.2	0.1	0.0	
11	30/04/09 05:30:00	30/04/09 11:55:00	6.42	13.80	16.80	12.0	8.0	5.2	3.2	2.6	2.3	1.2	0.6	
12	11/05/09 14:55:00	11/05/09 18:05:00	3.17	2.80	4.80	4.0	3.6	2.6	1.3	0.7	0.5	0.2	0.1	
13	13/05/09 15:35:00	13/05/09 17:25:00	1.83	0.80	2.40	1.6	0.8	0.4	0.4	0.2	0.1	0.1	0.0	
14	14/05/09 06:35:00	14/05/09 11:30:00	4.92	2.60	19.20	7.2	3.6	1.8	0.9	0.5	0.4	0.2	0.1	
15	15/05/09 00:45:00	15/05/09 03:55:00	3.17	2.40	2.40	1.6	1.6	1.0	0.9	0.6	0.4	0.2	0.1	
16	15/05/09 19:20:00	16/05/09 00:45:00	5.42	5.20	7.20	4.0	3.2	2.0	1.8	1.2	0.9	0.4	0.2	
17	17/05/09 02:35:00	17/05/09 08:30:00	5.92	8.80	21.60	12.8	9.6	5.2	3.4	2.2	1.5	0.7	0.4	
18	17/05/09 22:45:00	18/05/09 01:55:00	3.17	1.40	7.20	3.2	1.6	0.8	0.4	0.4	0.2	0.1	0.1	
19	25/05/09 01:55:00	25/05/09 04:40:00	2.75	5.20	7.20	5.6	4.0	3.4	2.4	1.3	0.9	0.4	0.2	
20	26/05/09 00:40:00	26/05/09 04:10:00	3.50	5.40	7.20	6.4	5.6	4.8	2.6	1.4	0.9	0.5	0.2	
	MIN		1.0	0.8	2.4	1.6	0.8	0.4	0.4	0.2	0.1	0.1	0.0	
	MAX		19.7	18.6	33.6	14.4	9.6	6.2	4.3	3.0	2.3	1.4	0.8	

Période minimale de temps sec séparant deux événements pluvieux : 240 minutes

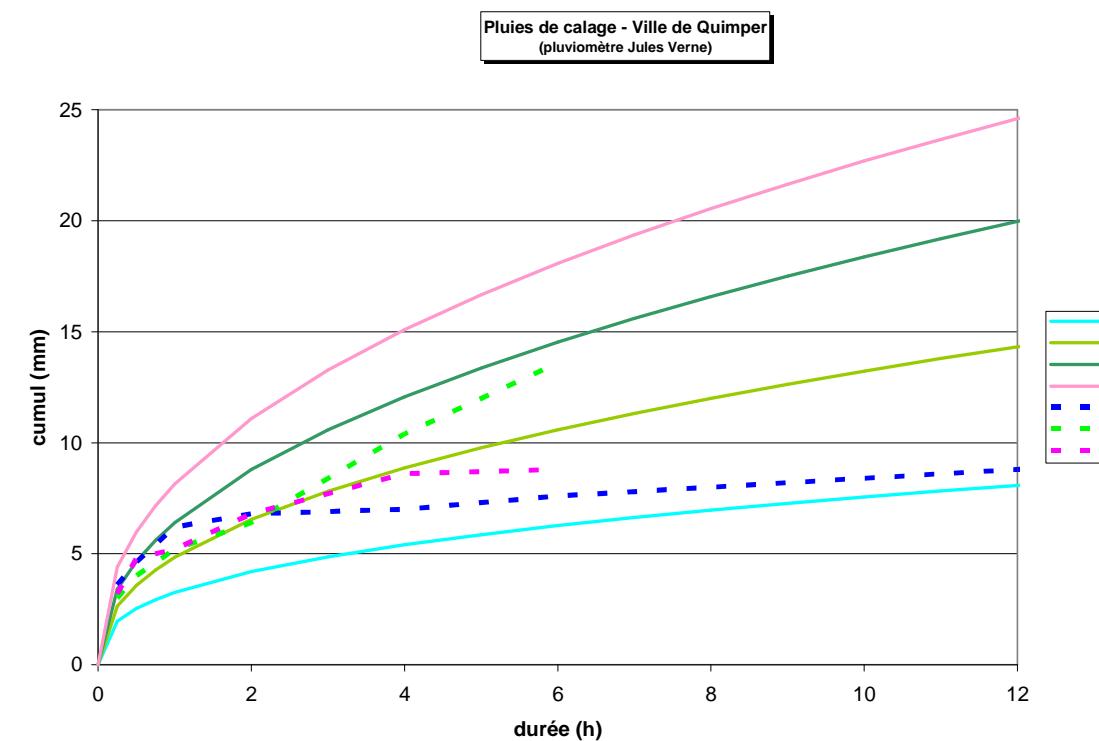
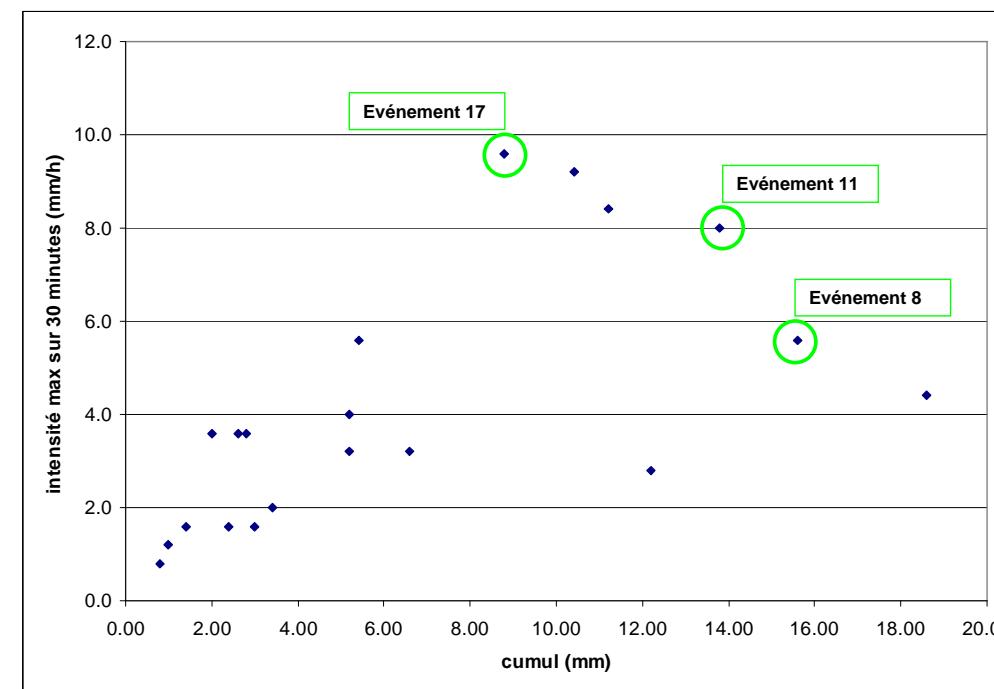


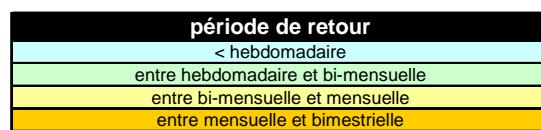
Figure 2-7 : Analyse des événements pluvieux

Les événements pluvieux retenus pour le calage du modèle numérique Mike Urban du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sont (cf. tableau 2-1 et figure 2-8) :

- ✓ **Événement 8** : le 27 avril 2009: cumul et intensité moyens ; événement long avec 2 pointes de précipitations successives ;
- ✓ **Événement 11** : le 30 avril 2009 : cumul moyen et forte intensité ;
- ✓ **Événement 17** : le 17 mai 2009 : cumul faible et forte intensité.

Tableau 2-1 : Caractéristiques des événements de calage – pluviomètre « Jules Verne »

N°Evt	Événement		Durée (heure)	Cumul (mm)	Intensité max sur 30
	Début	Fin			
8	27/04/09 04:00	27/04/09 14:35	10.6	15.60	5.6
11	30/04/09 04:30	30/04/09 10:55	6.4	13.80	8.0
17	17/05/09 01:35	17/05/09 07:30	5.9	8.80	9.6



Le tableau 2-2 présente les principales caractéristiques des événements pluvieux de calage pour les 3 pluviomètres utilisés dans le modèle numérique Mike Urban.

Tableau 2-2 : Caractéristiques des événements de calage pour les 3 pluviomètres : « Jules Verne », « Kervouyec » et « STEP du Corniguel »

N°Evt	Pluviomètre	Événement		Durée (heure)	Cumul (mm)	Intensité max sur 30 minutes (mm/h)
		Début	Fin			
8	Jules Vern	27/04/09 05:00	27/04/09 15:35	10.58	15.6	5.6
	Kervouyec	27/04/09 05:10	27/04/09 15:30	10.33	14.8	5.6
	STEP	27/04/09 05:45	27/04/09 15:30	9.75	17.0	7.0
11	Jules Vern	30/04/09 05:30	30/04/09 11:55	6.42	13.8	8.0
	Kervouyec	30/04/09 05:25	30/04/09 11:15	5.83	10.6	4.8
	STEP	30/04/09 05:15	30/04/09 10:25	5.17	13.0	8.0
17	Jules Vern	17/05/09 02:35	17/05/09 08:30	5.92	8.8	9.6
	Kervouyec	17/05/09 02:35	17/05/09 05:10	2.58	4.4	6.8
	STEP	17/05/09 03:35	17/05/09 04:55	1.33	6.0	9.3

1.3 Analyse des mesures de débit

Le réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER a été équipé de 6 points de mesures de hauteurs et débits. La localisation des points de mesure est présenté en figure 2-2. L'objectif de ces mesures est le calage du modèle numérique Mike Urban du réseau d'eaux pluviales.

L'ensemble des données de mesures est présenté en annexes 1 et 2. La figure 2-9 illustre les mesures réalisées sur le point gravitaire EP3 – situé rue Stang Ar C'hoat.

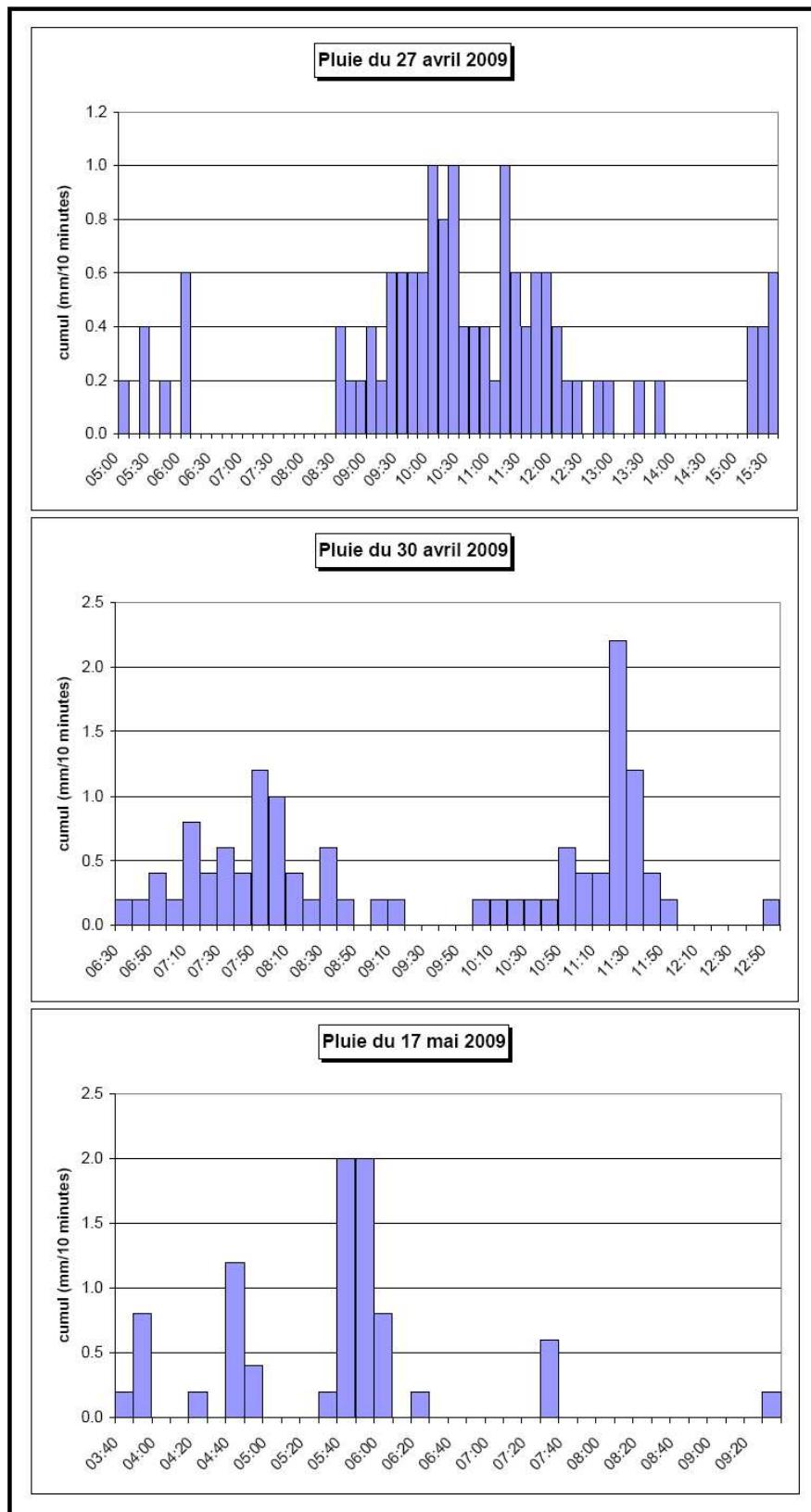


Figure 2-8 : Hyéogrammes des pluies de calage retenues – pluviomètre « Jules Verne »

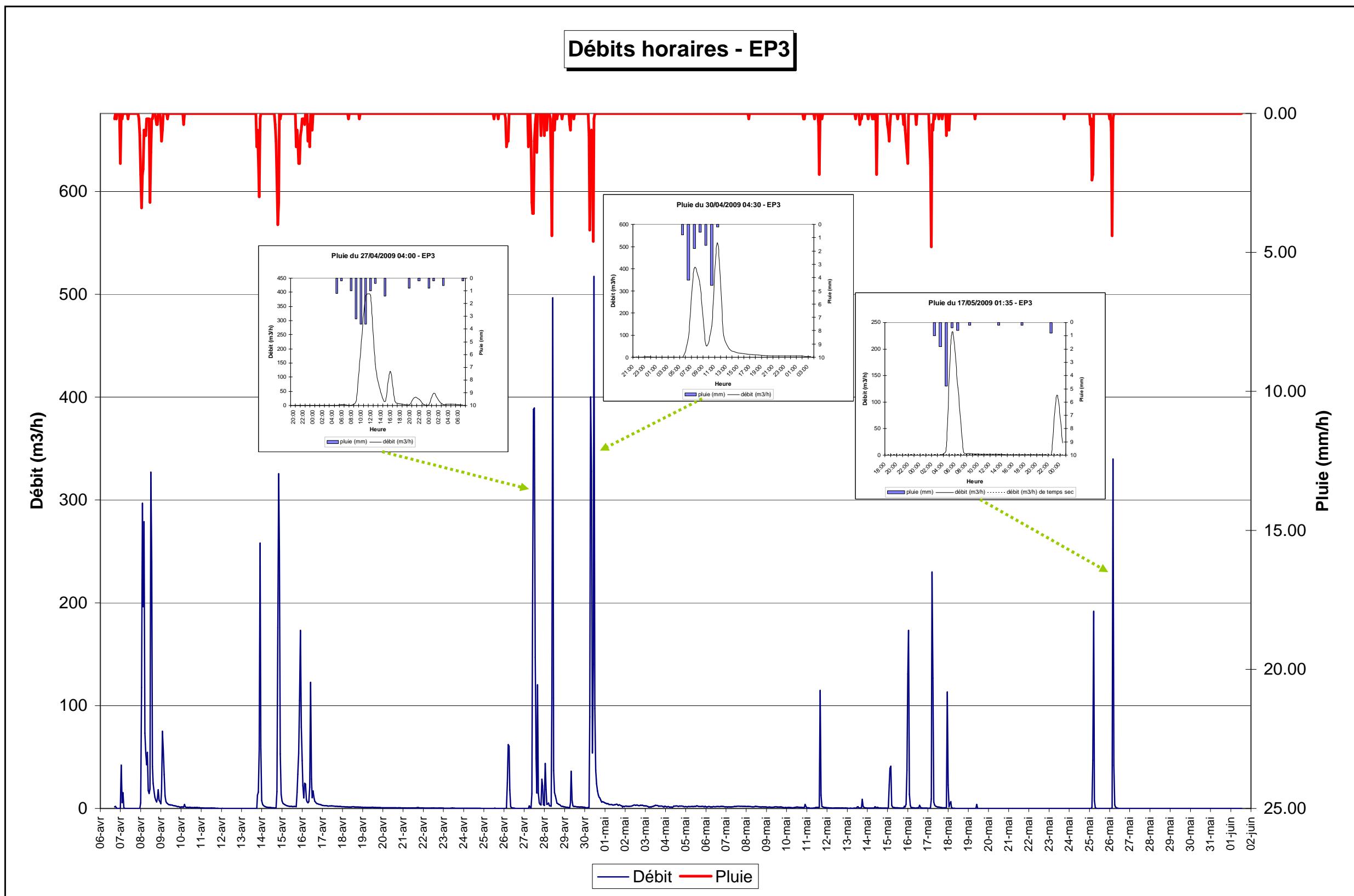


Figure 2-9 : Mesures de débits – point EP3 ; précipitations issues du pluviomètre « Jules Vern »

1.4 Enquête de rejet

1.4.1 Objectifs et méthodologie

Les objectifs de l'enquête de rejets sont de :

- ✓ déterminer l'existence de rejets directs d'eaux usées vers le milieu récepteur via le réseau d'eaux pluviales,
- ✓ sectoriser ces rejets directs.

Les rejets directs d'eaux usées sont généralement dus à des mauvais raccordements d'abonnés sur le réseau d'eaux pluviales.

Une inspection des rejets par temps sec de 30 exutoires a été réalisée dans le cadre de la présente étude. Les exutoires ont été déterminés en concertation avec le Maître d'Ouvrage et l'exploitant des réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées de la Ville de QUIMPER. Les principaux critères de sélection des exutoires inspectés sont :

- ✓ un bassin de collecte urbain assez étendu,
- ✓ l'absence si possible d'écoulements naturels permanents (captage de ruisseau), et de transit par un fossé,
- ✓ un exutoire non noyé.

Ce dernier critère impose dans certains cas de réaliser des mesures sur le réseau en amont de l'exutoire.

Pour chaque « exutoire », un prélèvement est réalisé avec analyse in situ de la concentration en NH4+ si des écoulements sont constatés, afin de déterminer si l'effluent contient des eaux résiduaires urbaines.

1.4.2 Résultats

Les exutoires inspectés et les résultats d'analyse sont présentés sur le plan A0 en annexe 3. Cinq exutoires présentent des concentrations significatives en NH4+ :

- ✓ Bassin versant de la rue Vis et de la rue de Stang Ar C'Hoat : 10 mg/L de NH4+ ;
- ✓ Bassin versant de la rue de Pichery et de la rue du Frout : 25 mg/L de NH4+ ;
- ✓ Bassin versant de la rue de la Tour d'Auvergne : 100 mg/L de NH4+.

Des contrôles de branchements, éventuellement précédés d'une sectorisation plus fine des rejets d'eaux usées dans le réseau pluvial, permettraient d'identifier les sources des rejets directs d'eaux usées. Il appartient alors aux abonnés concernés de régulariser leurs situations en se raccordant correctement au réseau communal.

Modélisation hydraulique

2.1 Présentation de l'outil de modélisation

SAFEGE utilise pour les études d'hydraulique urbaine le logiciel Mike Urban, développé par **DHI Water & Environment** (Institut Hydraulique Danois). Ce logiciel se base sur le moteur de calcul MOUSE et fonctionne directement sous l'environnement SIG d'**ArcGIS**, enrichissant ainsi les possibilités de modélisation par toutes les fonctionnalités cartographiques et de traitement des données qu'offrent les logiciels SIG.

Les modules de calcul utilisés dans le cadre de la présente étude sont les suivants :

- ✓ **le module hydrologique** : modélisation du ruissellement de surface,
- ✓ **le module hydraulique** : modélisation des écoulements en réseau,
- ✓ **le module LTS** : simulation de longues chroniques de pluies.

2.1.1 Présentation du module hydrologique

La transformation pluie-débit est faite avec la méthode du simple réservoir linéaire. Celle-ci revient à assimiler le bassin versant à un bassin de stockage dans lequel arrive la pluie et dont le débit de fuite représente le débit ruisselé à l'exutoire :

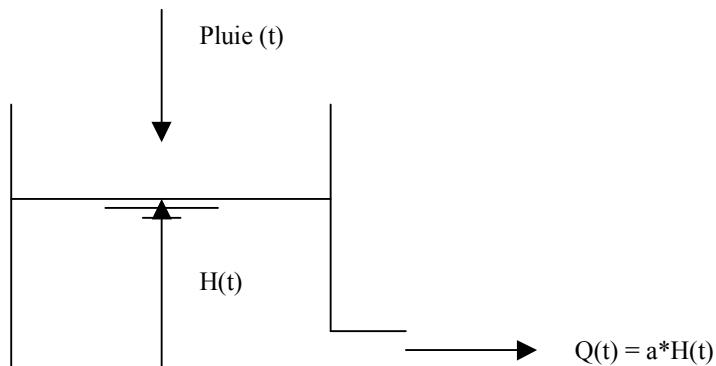
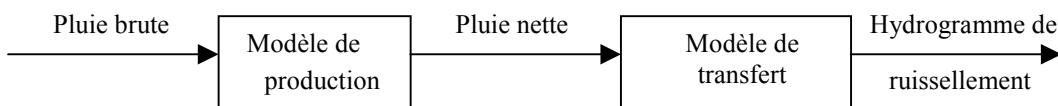


Figure 2-10 : Schéma de principe du simple réservoir linéaire

Néanmoins, pour les bassins faiblement imperméabilisés (< 20 %), MIKE URBAN considère le modèle de HORTON associé à un double réservoir linéaire.

Le modèle est décomposé en deux étapes : un *modèle de production*, qui permet de passer de la pluie brute à la pluie nette, et un *modèle de transfert* qui transforme la pluie nette en hydrogramme de ruissellement :



- ✓ **Un modèle de production** : le **coefficent de ruissellement** représente le pourcentage des surfaces qui participe effectivement au ruissellement. Le **coefficent de réduction**, fixé par défaut à 90 %, rend compte du fait que toute la pluie qui tombe sur les surfaces imperméabilisées n'arrive pas jusqu'à l'exutoire (pertes dans les dépressions). Les **pertes initiales** permettent de prendre en compte l'infiltration et la rétention dans le sol des premières gouttes de pluie qui tombent sur le bassin versant. Par défaut elles sont fixées à 0,6 mm. Le ruissellement ne démarre que lorsque la hauteur cumulée de pluie a dépassé cette valeur. Le **temps de concentration** représente le temps le plus long que met une goutte d'eau tombée sur le sol pour atteindre l'exutoire du réseau. Il est décomposé en deux termes :

$$Tc = Tr + Te$$

où :

Tr = temps mis par la particule pour atteindre le réseau (ruissellement de surface)

Te = temps mis par la particule pour parcourir le réseau jusqu'à l'exutoire.

- ✓ **Un modèle de transfert** : l'hydrogramme de ruissellement est obtenu par la résolution de deux équations :

Equation de conservation des volumes :

$$\frac{dS(t)}{dt} = I_n(t) - Q(t)$$

Equation de stockage :

$$S(t) = K * Q(t)$$

où :

K = temps de réponse du bassin versant

$I_n(t)$ = pluie nette

$Q(t)$ = débit à l'exutoire du bassin versant

$S(t)$ = volume stocké dans le bas.

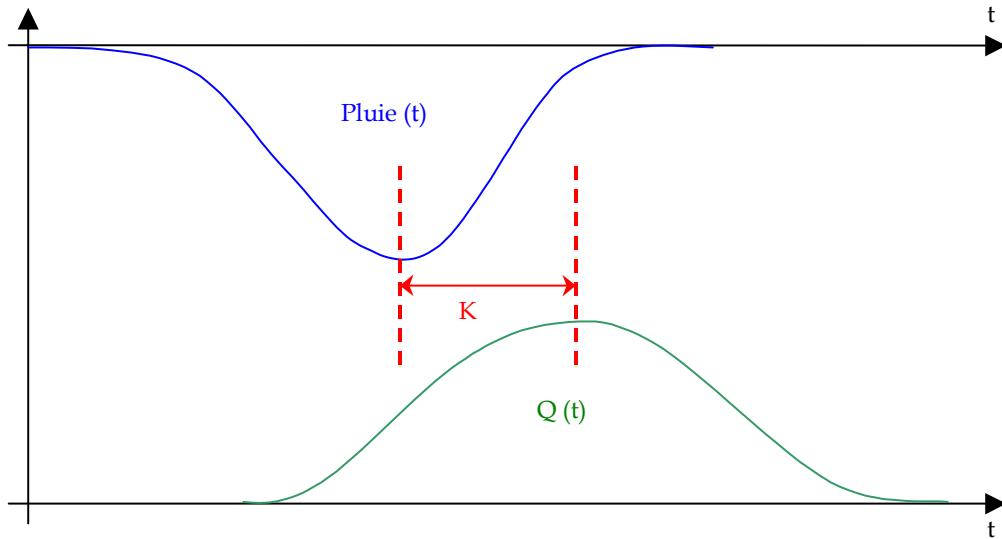


Figure 2-11 : Hydrogramme de ruissellement (K est le temps de réponse du sous-bassin versant de collecte)

2.1.2 Présentation du module hydraulique

Le *module hydraulique* de MIKE URBAN permet la simulation d'écoulements en réseau en régime variable, ces écoulements pouvant passer alternativement en charge ou à l'air libre. L'algorithme est basé sur la résolution numérique des équations de *Barré de Saint-Venant* (description des écoulements filaires à surface libre).

Ce modèle souple s'adapte automatiquement aux conditions d'écoulement, fluvial ou torrentiel, et les effets tels que les mises en charge, les contre-courants ou l'influence du niveau d'eau à l'exutoire, sont parfaitement représentés.

Comme dans tous les codes de calcul des écoulements filaires à surface libre, pour les écoulements en charge, le calcul est rendu possible par l'implantation d'une fente fictive très fine prolongeant le sommet de la conduite (fente de Preissmann). De la sorte, ceux-ci sont décrits comme étant des écoulements à surface libre et un seul algorithme de calcul est requis, permettant ainsi des transitions douces et stables entre les deux types d'écoulement, évitant les divergences numériques.

2.1.3 Présentation du module LTS

Le *module LTS* MIKE URBAN autorise la simulation de longues séries pluviométriques en combinant des calculs hydrodynamiques durant les périodes pluvieuses avec des calculs hydrostatiques durant les périodes de temps sec. Les temps de calculs sont de cette manière considérablement réduits tout en préservant la précision des résultats simulés en temps de pluie.

La mise en œuvre de simulations longue durée se décompose en 4 étapes principales :

- ✓ **définition des conditions initiales des calculs,**
- ✓ **définition des critères de sélection des événements pluvieux,**
- ✓ **définition des critères de durée des simulations,**
- ✓ **spécification des résultats (hydrauliques et statistiques) à sauvegarder :** compte tenu des durées de simulation, il est nécessaire de restreindre le nombre de données à sauvegarder afin de conserver des fichiers résultats de tailles exploitables.

Dans le cadre de la présente étude, le module LTS est utilisé dans la mise en œuvre de la « **méthode des pluies réelles** », dont l'objectif est de déterminer l'impact des rejets d'eaux pluviales sur la qualité de l'Odet.

2.2 Construction du modèle numérique

2.2.1 Données source utilisées

Le modèle numérique a été bâti à partir des données renseignées dans le SIG lors de la phase 1 de l'étude, sur la base :

- ✓ des données structurelles issues du SIG initialement remis par la Ville de QUIMPER,
- ✓ des informations contenues dans les 1350 plans de récolement fournies,
- ✓ des reconnaissances de terrain,
- ✓ des investigations complémentaires (levers topographiques de réseaux et bassins de gestion des eaux pluviales).

En concertation avec le Maître d'Ouvrage, il a été décidé d'intégrer des tronçons hydrographiques (ruisseaux, fossés) dans le modèle numérique des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER, afin d'assurer la cohérence du modèle. **L'intégration de ces tronçons hydrographiques dans le modèle a vocation à permettre une bonne représentativité de la propagation des hydrogrammes. Les débordements potentiels de ces tronçons ne sont pas intégrés à l'analyse hydraulique des réseaux.**

Des nœuds fictifs ont été créés dans le modèle numérique afin d'assurer la continuité entre canalisations et tronçons hydrographiques modélisés (fossés et ruisseaux).

Les fossés et ruisseaux intégrés au modèle numérique sont présentés sur la figure 2-14. Les sections de ces tronçons hydrographiques ont été déterminées sur la base des informations fournies par la Ville de QUIMPER (brief du Steïr, partie aval

canalisée du Frouet, partie canalisée du Kermabeuzen et partie canalisée du ruisseau du Melgven), et de reconnaissances de terrain (cf. figure 2-12).

Type	Fossés ou ruisseaux concernés	Hypothèses sur les sections
ruisseau avec infos	le bief du Steïr	aucune hypothèse n'a été faite : les caractéristiques renseignées sont celles remises par la ville de Quimper
	la partie aval du Frouet (partie canalisée)	
	la partie canalisée du Kermabeuzen	
	la partie canalisée du ruisseau du Treyer	
ruisseau sans infos	la partie amont du Frouet	la section est un trapèze ouvert avec lit mineur et lit majeur :
	le ruisseau du Kerbieta	
fossé	tous les fossés du réseau structurant	une ou plusieurs sections ont été mesurées en fonction de la longueur du fossé. la section est un trapèze fermé :

Figure 2-12 : Hypothèses sur les sections des fossés et cours d'eau modélisés

Enfin, les lacunes en données topographiques sur les réseaux d'eaux pluviales ont conduit à faire des hypothèses sur la profondeur d'enfouissement des canalisations (cf. Partie 1 §3.4.2). Ces hypothèses ont générées des contre-pentes fictives dans le modèle numérique. En collaboration avec le Maître d'Ouvrage et l'exploitant, près de 100 contre-pentes ont été corrigées manuellement afin d'améliorer la représentativité du modèle numérique (cf. annexe 4). Les lacunes en données topographiques sont une source d'imprécision du modèle numérique.

La carte en annexe 6 présente la source des données topographiques utilisées pour modéliser chaque regard. Les contre-pentes non-corrigées dans le modèle numérique Mike Urban sont présentées sur la carte en annexe 5.

2.2.2 Caractéristiques principales du modèle

Les caractéristiques principales du modèle sont présentées dans le tableau 2-3 et sur la figure 2-14.

Tableau 2-3 : Caractéristiques principales du modèle Mike Urban

Regards	1553
Exutoires	122
Bassins EP	25
Canalisations	linéaire (km)
	nbre tronçons
Fossés	linéaire (km)
	nbre tronçons
Bassins versants	superficie totale (km^2)
	nbre
Sections particulières	
	71

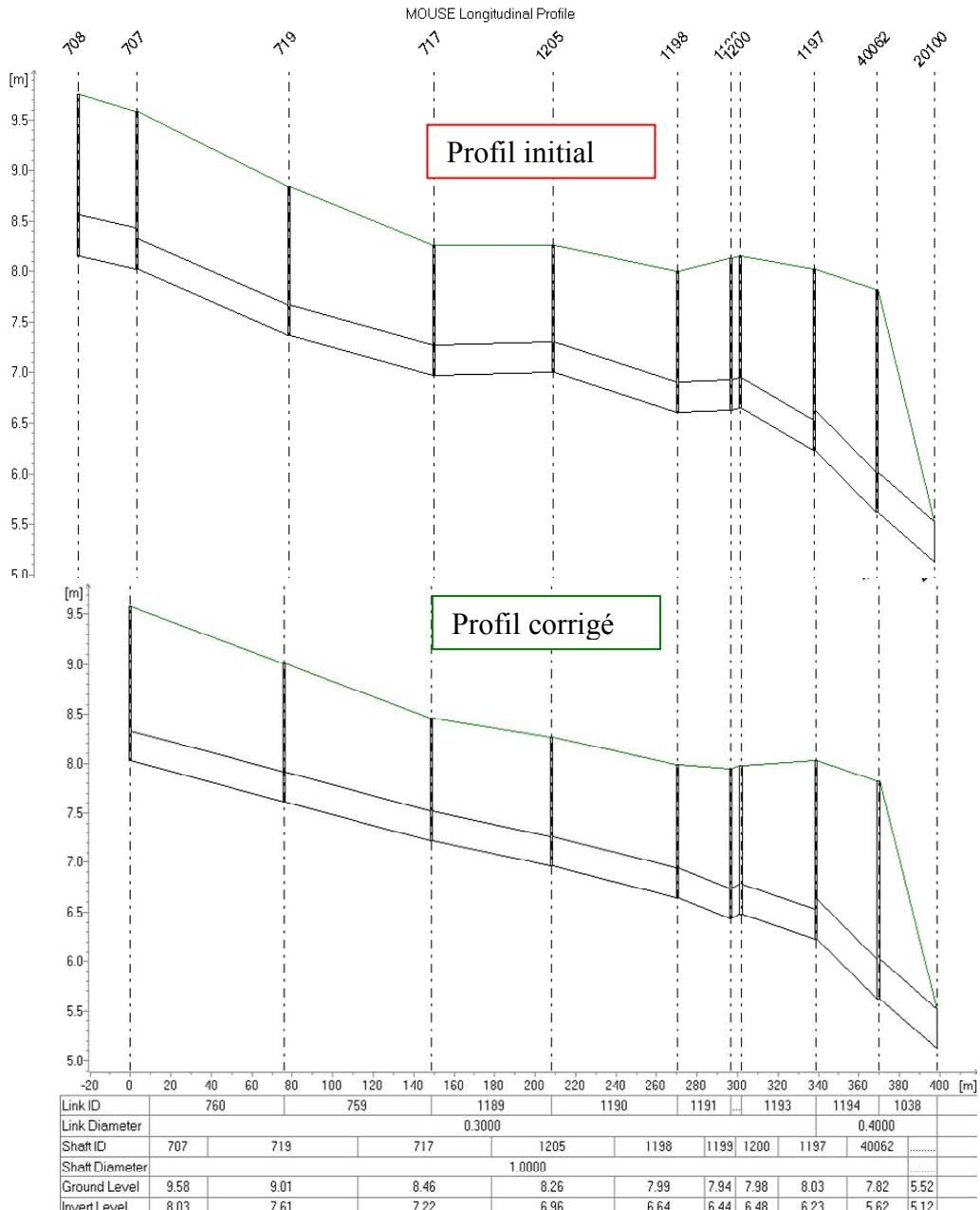


Figure 2-13 : Exemple de correction de contre-pente – rue Jules Verne

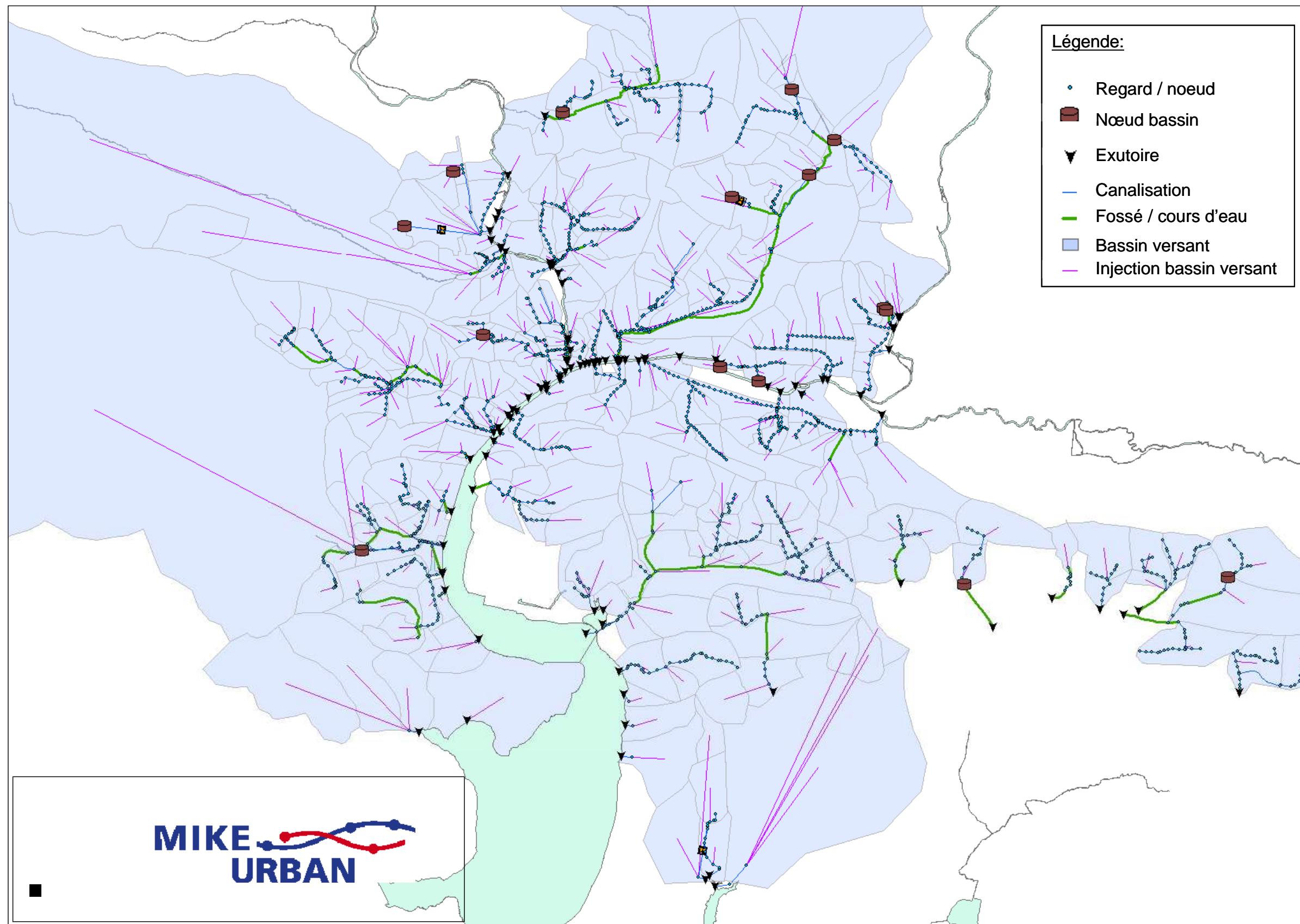


Figure 2-14 : Présentation du modèle Mike Urban des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER

2.3 Calage du modèle numérique

2.3.1 Objectif et méthodologie

L'objectif du calage du modèle numérique est d'ajuster les paramètres du modèle (essentiellement les coefficients de ruissellement des bassins versants) afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement réel des réseaux d'eaux pluviales.

Le calage s'effectue en comparant les résultats du modèle numérique avec les mesures réalisées pour les trois pluies de calage déterminées §1.

La multitude d'exutoires sur le réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER ne permet pas l'installation d'un point de mesures de débit par exutoire, et un calage par bassin versant principal. Ainsi, le **calage du modèle est global**, i.e. sont ajustés les coefficients de ruissellement élémentaires affectés aux différents types d'occupation du sol (cf. Partie 1 §4.2).

Critères de calage :

Le calage est basé, pour chaque point de mesures, sur la comparaison des résultats de la simulation – hauteur, débit et forme de l'hydrogramme – avec les mesures. Pour ce faire, plusieurs critères sont utilisés :

- ✓ **critères partiels** : écarts sur les pointes de hauteur et de débit,
- ✓ **critère global** : écart sur les volumes,

Une note est attribuée pour chacun de ces critères selon des grilles d'évaluation prédéfinies. Ces critères sont présentés ci-dessous.

Le pourcentage d'erreur entre les volumes écoulés simulés et mesurés

L'écart relatif sur les volumes est calculé selon la formule suivante :

$$E_{VTS} = \left| \frac{V_{TS}^S - V_{TS}^M}{V_{TS}^M} \right|$$

Où :

E_{VTS} = Ecart relatif sur le volume écoulé

V_{TS}^M = Volume écoulé mesuré

V_{TS}^S = Volume écoulé simulé

Notation proposée :

La qualité du calage est évaluée selon la notation présentée dans le tableau ci-après.

Qualité du calage	Erreur relative sur les volumes
Excellent	Inférieure à 20 %
Très bonne	Entre 20 % et 30 %
Moyenne	Entre 30 % et 50 %
Médiocre	Entre 50 % et 100 %
Mauvaise	Supérieure à 100 %

Le pourcentage d'erreur entre les hauteurs et débits maxima simulés et mesurés

L'écart relatif entre les pics de débits simulés et mesurés est donné par la moyenne pondérée des écarts relatifs par événements, calculés selon la formule suivante :

$$E_{p\ TS} = \frac{Y_{TS\ max}^M - Y_{TS\ max}^S}{Y_{TS\ max}^M}$$

Où :

$E_{p\ TS}$ = Ecart relatif sur les pics de débit

$Y_{TS\ max}^M$ = Pic de la série mesurée H ou Q

$Y_{TS\ max}^S$ = Pic de la série calculée H ou Q

Notation proposée :

La qualité du calage est évaluée selon la notation présentée dans le tableau ci-dessous.

Qualité du calage	Erreur relative sur les maxima
Excellent	Inférieure à 20 %
Très bonne	Entre 20 % et 30 %
Moyenne	Entre 30 % et 50 %
Médiocre	Entre 50 % et 100 %
Mauvaise	Supérieure à 100 %

2.3.2 Résultats du calage

Le tableau 2-4 présente la synthèse des résultats de calage. Le détail des courbes de calage est disponible en annexe 7.

Tableau 2-4 : Synthèse des résultats du calage global

	Erreur en % du volume écoulé						
	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	
Pluie du 17/05/2009	19	-15	12	-40	83	-47	-10
Pluie du 27/04/2009	-26	45	-2	-40	19	-54	2
Pluie du 30/04/2009	-24	-19	-5	-46	2	-56	-25
	Erreur moyenne						-17

	Erreur en % du débit maximum						
	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	
Pluie du 17/05/2009	38	27	-18	-48	157	-47	-14
Pluie du 27/04/2009	-25	22	-20	-51	43	-56	18
Pluie du 30/04/2009	-9	0	38	-45	39	-41	-3
	Erreur moyenne						-9

Qualité du calage
Excellent
Très bonne
Moyenne
Médiocre
Mauvaise

P:\Projets\FR_29_C_Quimper\08PHY016_Technique\calculs\MODELISATION\Modèle complet\Projets\QUIMPER_EP_Modèle_02-02-2010\Simulations_CALAGE_24-02-2010\synthese_simus_calage.xls]Comparaison sim

Les coefficients de ruissellement issus du calage global sont présentés dans le tableau 2-5 par type d'occupation des sols. Ils correspondent à des pluies fréquentes. En effet, les coefficients de ruissellement des bassins versants dépendent des caractéristiques de l'événement pluvieux, et les pluies de calage ont une période de retour proche du mois (cf. § 1). Ainsi, deux jeux de coefficients de ruissellement ont été utilisés dans les simulations numériques :

- ✓ Coefficients de ruissellement pour les pluies fréquentes (période de retour inférieure à 1 an) – ce sont les coefficients de ruissellement calés ;
- ✓ Coefficients de ruissellement pour les pluies rares (période de retour supérieure à 1 an). Ces coefficients sont obtenus par majoration de 10 % des coefficients de ruissellement calés.

Tableau 2-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et de la pente

Occupation du sol	Coefficients de ruissellement	
	Pluies fréquentes (T<1an)	Evenements rares (T>1an)
Centre Ville	70%	78%
Champs (pente <5%)	5%	6%
Champs (pente entre 5% et 10%)	7%	7%
Champs (pente >10%)	8%	9%
Forêt	4%	4%
Prairie (pente <5%)	5%	6%
Prairie (pente entre 5% et 10%)	7%	7%
Prairie (pente >10%)	8%	9%
Route	80%	89%
ZAC	60%	67%
Zone Residentielle	25%	28%
ZAC_2	80%	89%

Diagnostic hydraulique en situation actuelle

3.1 Événements simulés

Le tableau 2-6 présente l'ensemble des événements simulés, soit les triplets « pluie, débits des cours d'eau, niveau d'eau du à la marée à Corniguel ». La détermination de ces événements simulés est présenté Partie 1 §5.

Tableau 2-6 Synthèse des conditions aux limites simulées

Pluie		Débits des cours d'eau	niveau marée à Corniguel
Type	période de retour		
Eté	10 ans	module	0,5 mNGF
	20 ans		
	30 ans		
	100 ans		
Crue	10 ans	débit biennal	0,5 mNGF
	20 ans		
	30 ans		
	100 ans		

P:\Projets\FR_29\C_Quimper\08PHY016_Technique\calculs\MODELISATION\CL_QuimperEP.xls]Synthèse

3.2 Critères d'analyse du fonctionnement des réseaux

Le fonctionnement des réseaux est analysé en s'appuyant sur les critères d'analyse suivants :

- ✓ mises en charge des réseaux,
- ✓ risques de débordements.

3.2.1 Mises en charge

Les mises en charge subies par les canalisations au cours des événements pluvieux de référence étudiés sont évaluées selon l'échelle de criticité détaillée à la figure suivante :

- ✓ **Première classe (gris)** : taux de mise en charge maximum inférieur à 75 % - collecteur possédant une réserve d'exploitation ;
- ✓ **Deuxième classe (vert)** : taux de mise en charge maximum compris entre 75 % et 100 % - collecteur exploité normalement ;
- ✓ **Troisième classe (jaune)** : taux de mise en charge maximum compris entre 100 % et 125 % - collecteur subissant des mises en charge faibles à moyennes ;
- ✓ **Quatrième classe (orange)** : taux de mise en charge maximum compris entre 125 % et 150 % - collecteur subissant des mises en charge moyennes à fortes ;
- ✓ **Cinquième classe (rouge)** : taux de mise en charge maximum supérieur à 150 % - collecteur subissant de très fortes mises en charge.

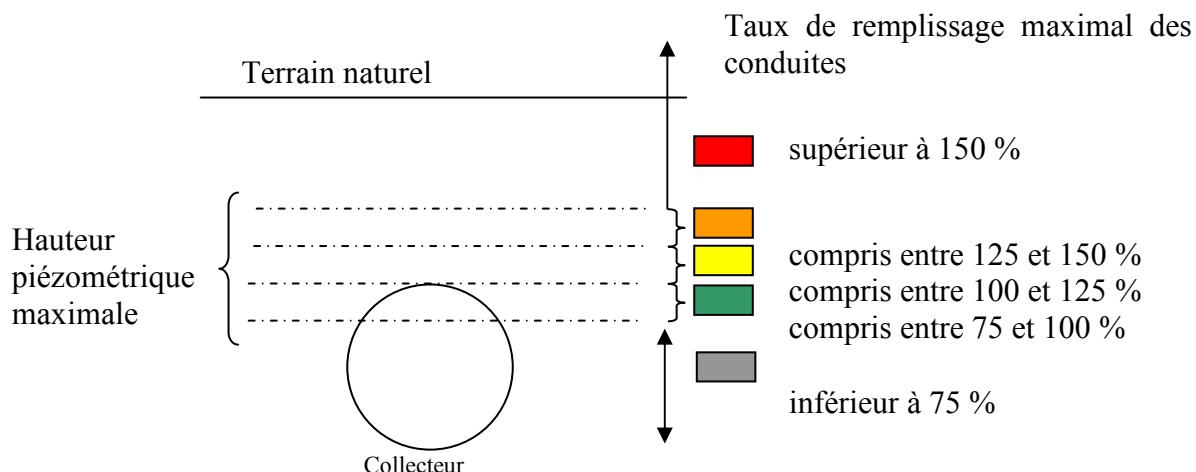


Figure 2-15 : Echelle retenue pour l'évaluation de la criticité des mises en charge

3.2.2 Risques de débordement

Les risques de débordement suite aux événements pluvieux de référence considérés dans le cadre de la présente étude ont été évalués en considérant l'échelle de criticité détaillée à la figure suivante :

- ✓ **Première classe** : hauteur d'eau située à plus de 1 mètre sous le terrain naturel ;
- ✓ **Deuxième classe** : hauteur d'eau située entre 1 et 0,5 mètre sous le terrain naturel ;

- ✓ **Troisième classe** : hauteur d'eau située entre 0,5 et 0,2 mètre sous le terrain naturel ;
- ✓ **Quatrième classe** : hauteur d'eau maximale située à moins de 0,2 mètre de la surface du terrain naturel ;
- ✓ **Cinquième classe** : hauteur d'eau maximale atteignant la surface du terrain naturel.

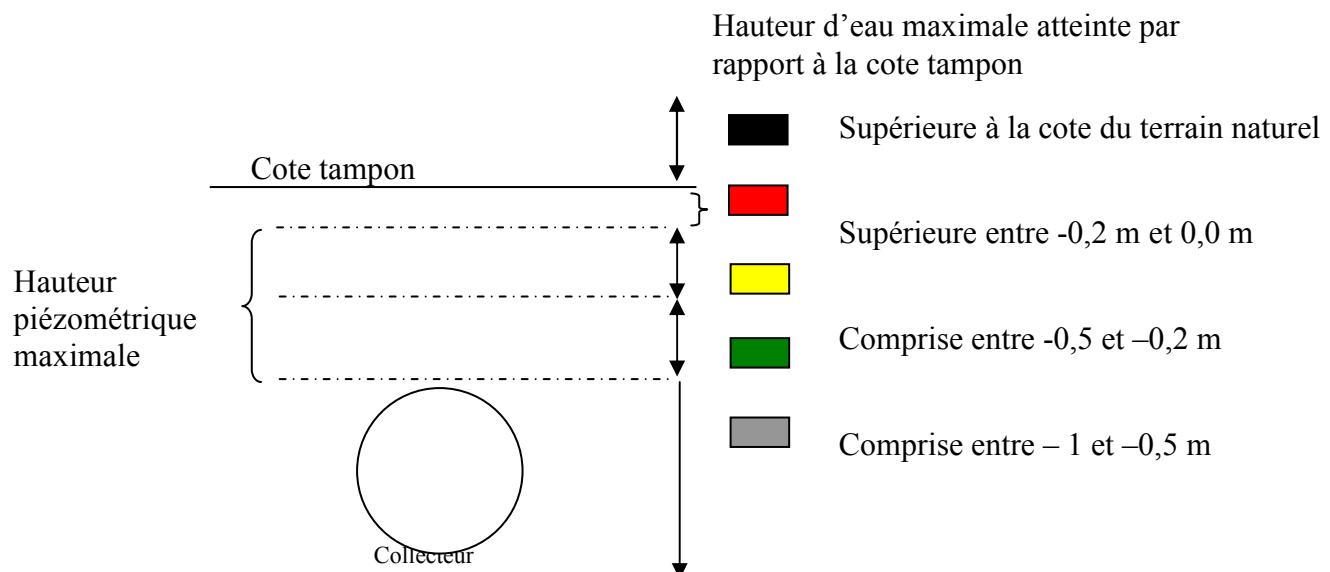


Figure 2-16 : Echelle de criticité retenue pour l'évaluation des risques de débordements

3.3 Analyse du fonctionnement hydraulique des réseaux d'eaux pluviales en situation actuelle

Les cartes d'analyse des mises en charge et des risques de débordement sont présentées en Annexes 8 à 12.

Les collecteurs du réseau d'eaux pluviales présentant des dysfonctionnements hydrauliques (à hauteur d'une pluie de période de retour 30 ans, cf. 3.1) sont listés dans le tableau 2-7, et sur la figure 2-17. Cette liste est issue des résultats des simulations numériques et de leur analyse critique. En particulier, des « débordements ponctuels » peuvent être dus à la méthode de calcul des modèles numériques de réseaux d'eaux pluviales, qui injectent les hydrogrammes de bassins versants en un nœud. Ces artifices de modélisation ont été retirés de la liste des dysfonctionnements.

Tableau 2-7 : Zones à forts risques d'inondations sur les réseaux de collecte des eaux pluviales

N°	Localisation du risque de débordement	Période de retour associée
1	Avenue Ti Pont	10 ans
2	Route de Locronan	10 ans
3	Rue de Kerivoal	10 ans
4	Avenue des Oiseaux	10 ans
5	Rond point du séminaire	10 ans
6	Route de Pont l'Abbé	10 ans
7	Rue du Poker	20 ans
8	Avenue de Braden	10 ans
9	Vieille route de Concarneau	10 ans
10	Avenue du Morbihan	10 ans
11	Avenue de la Libération	10 ans
12	rue de la Fontaine	10 ans
13	rue du docteur Picquenard	10 ans
14	rue Jules Verne	10 ans
15	rue Jules Verne (amont)	10 ans
16	route de Brest (amont)	10 ans
17	route de Brest (aval)	20 ans
18	rue Jean Jaurès	30 ans
19	rue Albert Stephan	20 ans

E:\BLe_Projets\C_Quimper\08PHY016\Technique\contractuel\Rapports\Temp_tableaux.xls\DIAG_hydrau

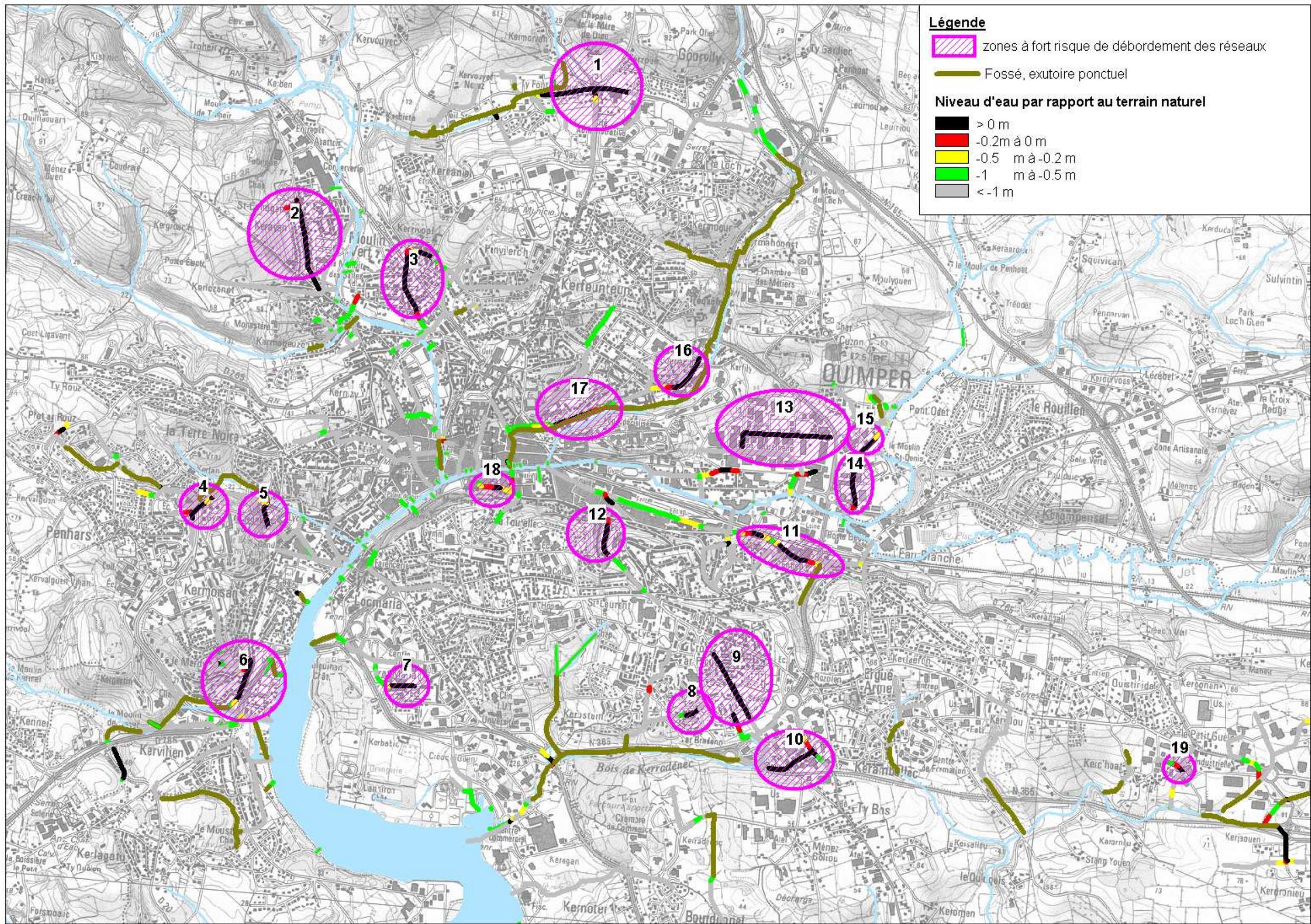


Figure 2-17 : Identification des zones à forts risques d'inondations sur les réseaux de collecte des eaux pluviales pour la pluie trentennale type estivale

4

Diagnostic qualité

4.1 Objectifs

L’Odet et ses affluents font l’objet d’un suivi de la qualité des eaux depuis plusieurs années (par le SIVALODET, le SIVOMEAQ, etc.).

Ce suivi est réalisé afin d’améliorer la connaissance de la qualité générale de l’Odet et de ses affluents et s’inscrit dans un objectif de reconquête de la qualité de l’eau sur les bassins versants, afin notamment :

- ✓ de reconquérir les équilibres aquatiques,
- ✓ de permettre la satisfaction dans de bonnes conditions des activités nautiques,
- ✓ de restaurer les usages dans l’estuaire : conchyliculture traditionnelle.

Par ailleurs, le SAGE de l’Odet, approuvé en février 2007 prévoit des objectifs de qualité sur l’Odet et ses affluents à atteindre à l’horizon 2015. Ces objectifs doivent permettre, conformément à la DCE, d’atteindre le « bon état écologique » des masses d’eau et de satisfaire les usages de l’eau tant socio-économiques que biologiques.

Ainsi, ces objectifs sont définis sur 7 points nodaux :

- ✓ ils concernent les paramètres COD, NO₃, NO₂, NH₄, PO₄, Pesticides totaux et IBGN pour les cours d’eau du bassin amont ;
- ✓ ils concernent les paramètres Pesticides totaux, E.Coli, et Métaux Lourds pour la partie estuarienne.

Un bilan de la qualité de l’Odet et de ses principaux affluents est présenté en partie 1.

Les réseaux d’eaux pluviales sont susceptibles de générer plusieurs types de pollutions :

- ✓ DCO, MES et Métaux lourds par lessivage des surfaces ;
- ✓ NH₄, PO₄ et E.Coli par la présence de mauvais branchements sur les réseaux d’eaux pluviales.

L'objectif de ce paragraphe est de présenter l'impact des rejets des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER par temps de pluie en situation actuelle. Les paramètres analysés sont les rejets en MES et DCO.

La sectorisation des mauvais raccordements de branchements Eaux Usées, source de pollution en NH₄, PO₄ et E.Coli notamment, est présentée §1.4.

4.2 Méthodologie et hypothèses

4.2.1 Généralités

L'impact des rejets des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sur la qualité de l'Odet a été calculé par la **méthode des pluies réelles**. Cette méthode consiste à simuler une année de pluie à l'aide du modèle numérique Mike Urban (module LTS).

L'année 2006 a été choisie dans le cadre du présent Schéma Directeur. La méthode de détermination de l'année de pluie réelle à simuler est présentée Partie 1 §5.2.

L'année 2006 a été découpée en **93 événements pluvieux**, déterminés à partir de critères hydrologiques (débit ruisselé sur les bassins versants, durée entre 2 pics de débit, etc.). La liste des événements pluvieux est présentée en annexe 13.

4.2.2 Pollution déversée par les exutoires du réseau d'eaux pluviales

Pour chaque exutoire modélisé, et pour chacun des 93 événements pluvieux, a été calculé la charge en MES et DCO déversée dans l'Odet. Cette charge est estimée à partir :

- ✓ du volume déversé par l'exutoire pendant l'événement pluvieux considéré,
- ✓ d'une concentration moyenne théorique des rejets d'eaux pluviales (en MES et DCO), calculée pour chaque exutoires.

La concentration moyenne théorique des rejets d'un exutoire est déterminée sur la base de l'occupation des sols de son bassin versant, et des ratios de charges annuelles présentés dans le tableau 2-8.

Une hypothèse d'abattement de 60 % de la pollution est appliquée aux bassins de rétention d'eaux pluviales, à l'exception des bassins à vocation exclusivement hydraulique (par exemple, le bassin d'écrêtement du Frout dit bassin de Gourvily). La liste des bassins de rétention d'eaux pluviales et l'hypothèse d'abattement de la pollution associée, est disponible en annexe 14.

Une hypothèse d'abattement de 80% est appliquée aux Etangs de Creac'h Gwen et du Lendu.

Remarque : les bassins de rétention pris en compte dans l'analyse de l'impact des eaux pluviales sur la qualité de l'Odet sont présentés sur le plan d'ensemble en annexe. Des bassins de rétention privés, non renseignés dans la base de données SIG de la Ville de QUIMPER, et non identifiés lors des reconnaissances de terrain réalisées dans le cadre de la présente étude, peuvent avoir été omis.

Tableau 2-8 : Charge annuelle en MES et DCO par type d'urbanisation
(source : J. Cottet, ENPC)

Type d'urbanisation	Occupation du sol	charge annuelle (kg/ha/an)	
		MES	DCO
Très dense	Centre Ville Routes	1080	540
Dense	Zones économiques	720	360
Résidentiel	Résidentiel	240	120

Les figures 2-18 à 2-21 présentent les flux théoriques annuels en MES et DCO déversés par les bassins versants de chaque exutoire, ainsi que les concentrations moyennes théoriques des rejets. En particulier, les bassins versants fortement urbanisés du centre ville historique présentent de fortes concentrations théoriques de rejet en DCO et MES. Néanmoins, leur faible superficie implique un flux moyen théorique en DCO et MES faible comparés à d'autres bassins versants extérieures plus étendus, tels que le bassin versant du Frout.

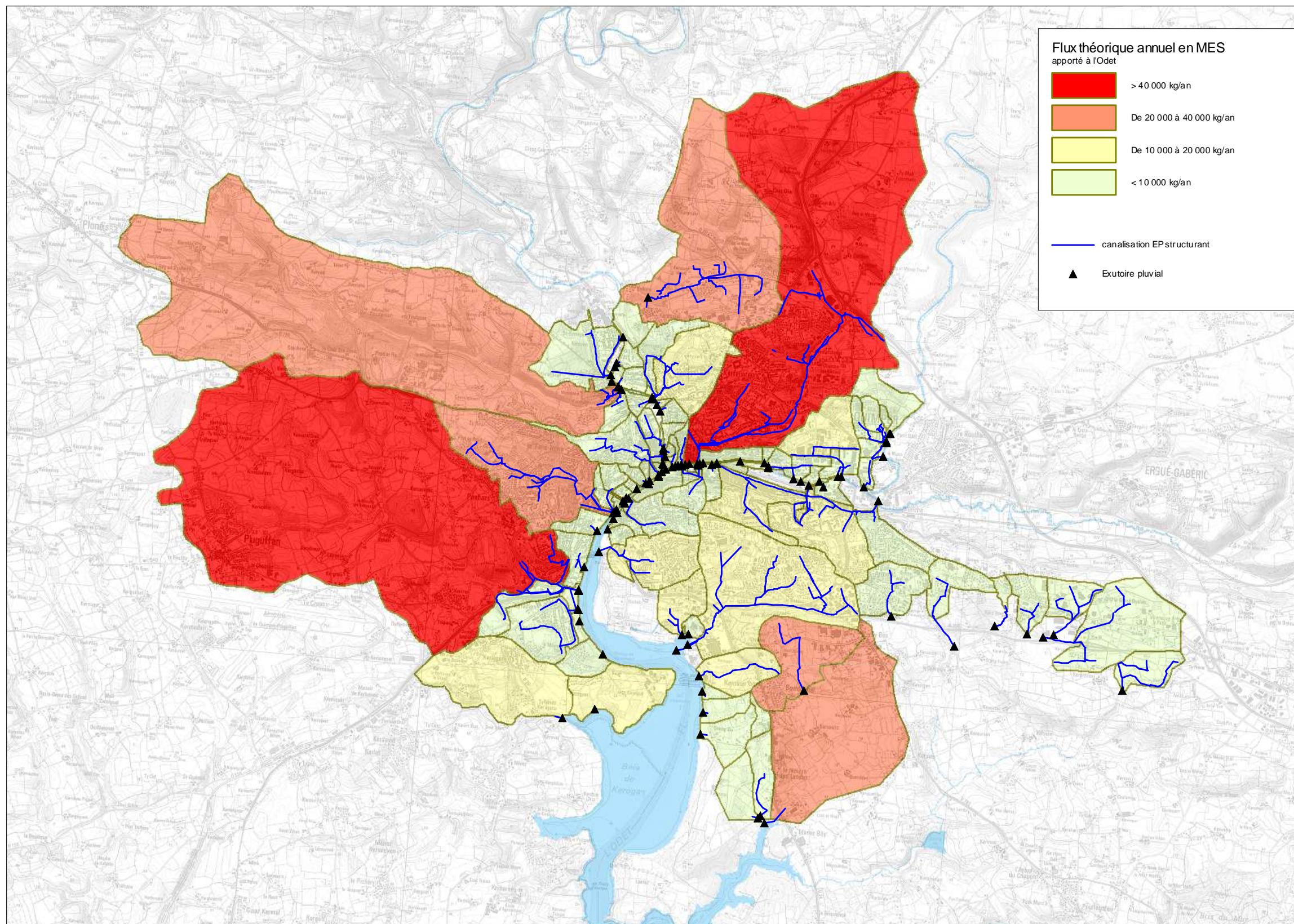


Figure 2-18 : Flux théoriques annuels en MES déversés à l'Odet

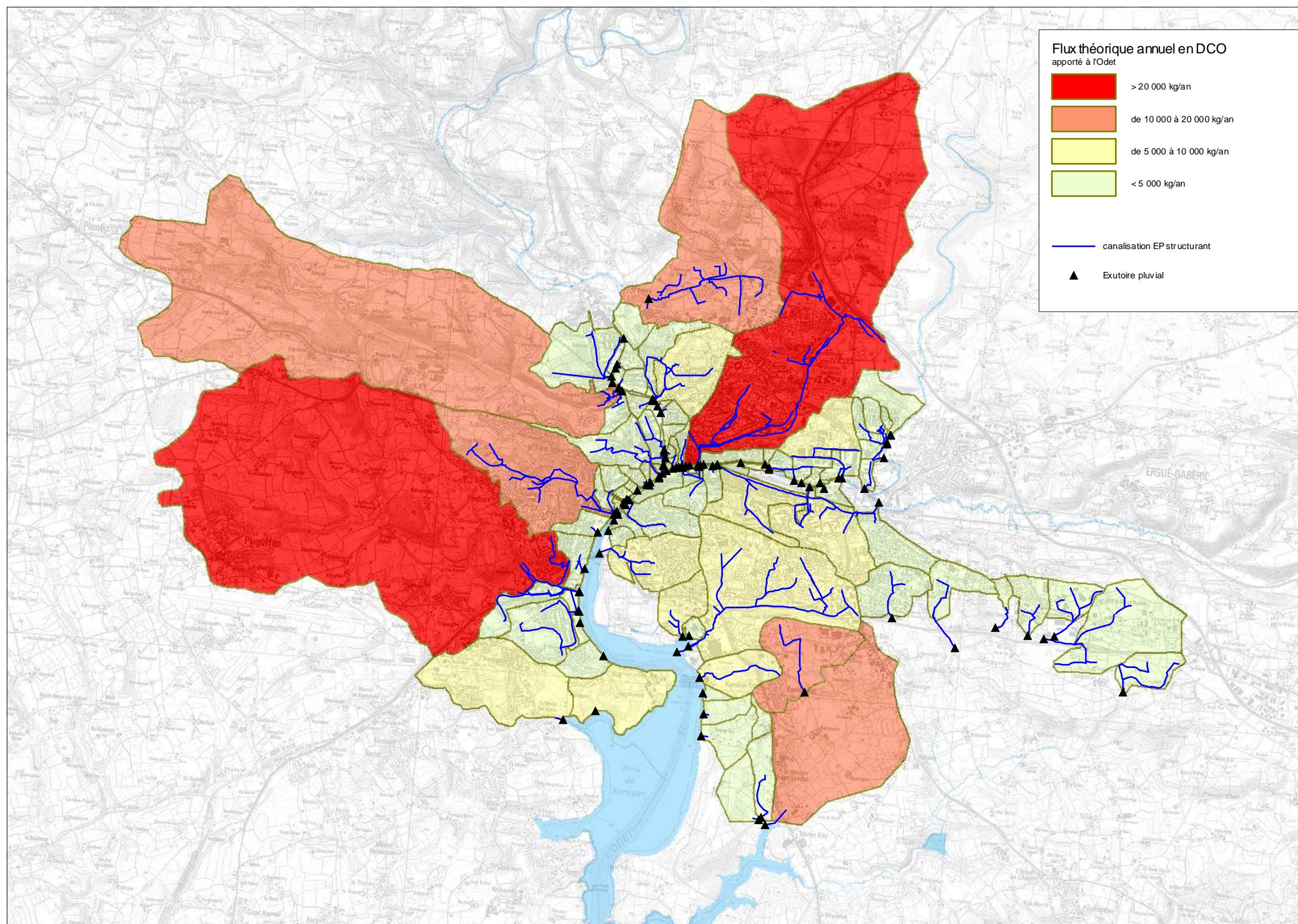


Figure 2-19 : Flux théoriques annuels en DCO déversés à l'Odet

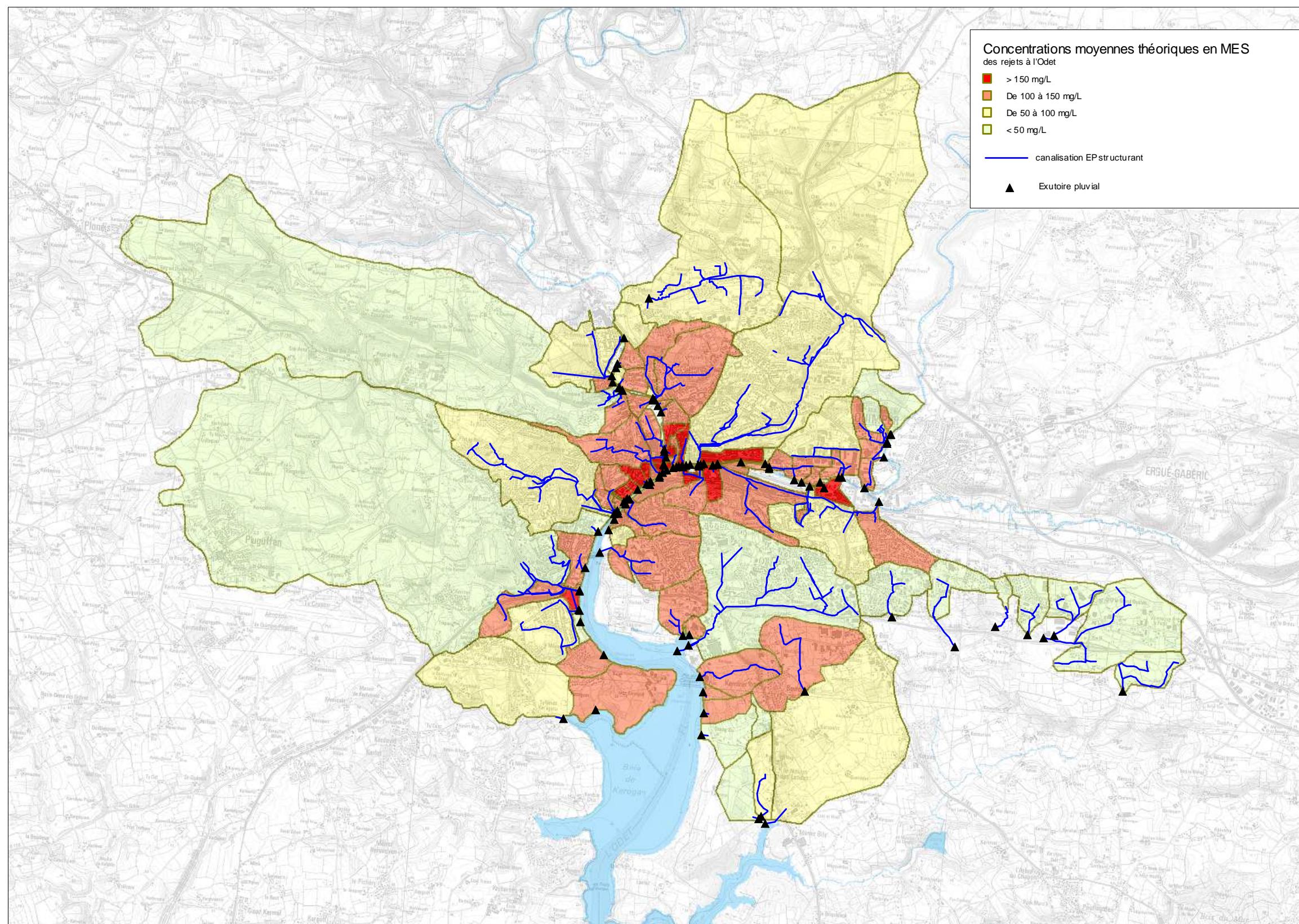


Figure 2-20 : Concentrations moyennes théoriques en MES des rejets à l'Odet

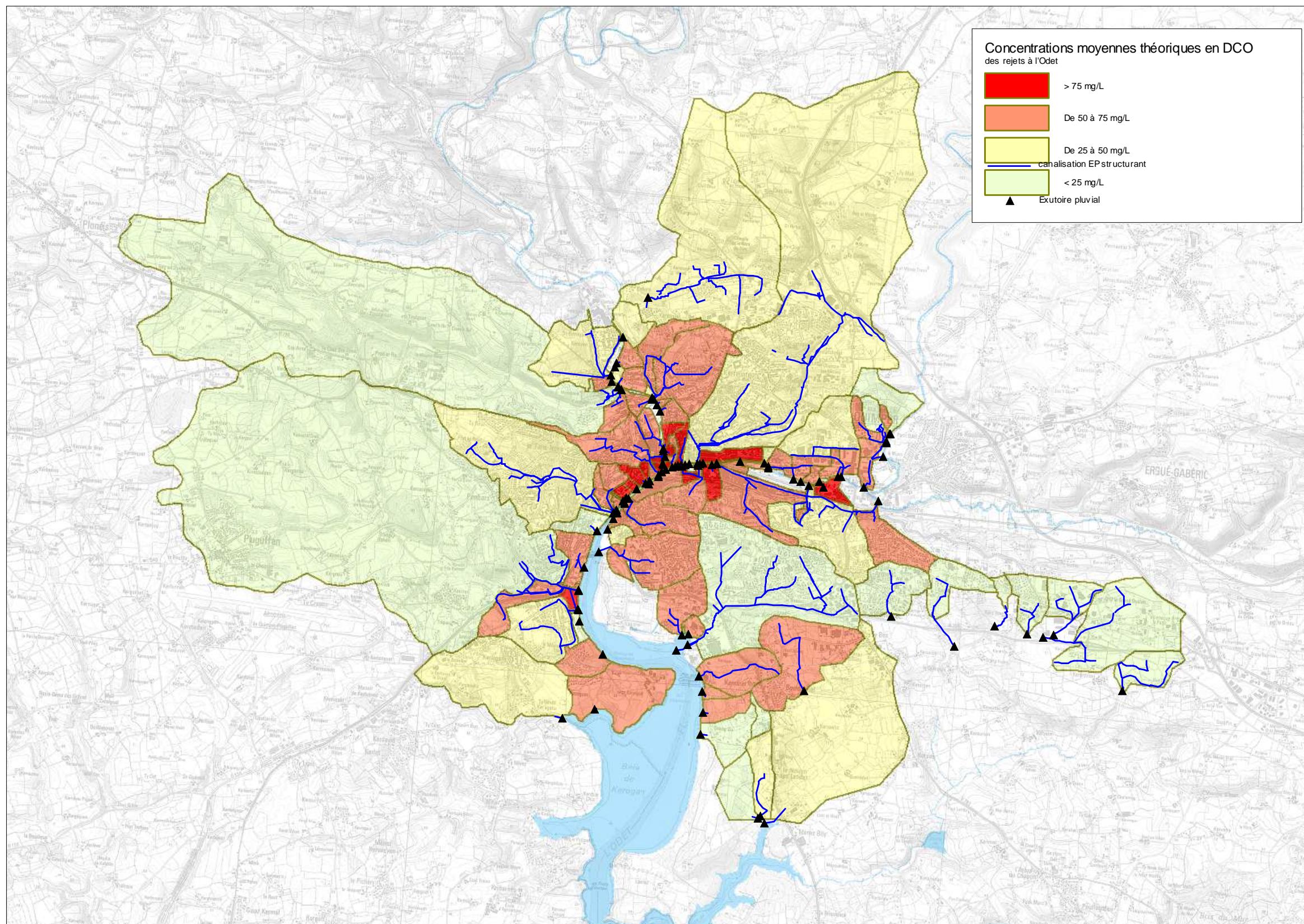


Figure 2-21 : Concentrations moyennes théoriques en DCO des rejets à l'Odet

4.2.3 Impact de la pollution sur l'Odet

L'impact des rejets des réseaux d'eaux pluviales sur la qualité de l'Odet est déterminé à partir de 2 hypothèses faites sur le cours d'eau :

- ✓ Hypothèse quantitative : le débit de dilution dans l'Odet des rejets pluviaux correspond à la somme des débits de l'Odet (station de Kervir) et du Steïr (station de Guengat) en amont de la Ville de QUIMPER. Pour chaque événement pluvieux, la dilution est calculée avec le débit du jour d'occurrence de l'événement (cf. figure 2-22) ;
- ✓ Hypothèse qualitative : en l'absence de suivi qualité des paramètres MES et DCO sur l'Odet, l'hypothèse suivante est adoptée : les concentrations en MES et DCO de l'Odet en amont de la Ville de QUIMPER correspondent au 1er quart de la classe verte (objectif de qualité de l'Odet à la traversé de la Ville de QUIMPER), i.e. :
 - ◆ MES : 10 mg/L ;
 - ◆ DCO : 23 mg/L.

Le choix du 1^{er} quart de la classe objectif de qualité se justifie par la répartition de la population sur le bassin versant de l'Odet à l'amont de la Ville de QUIMPER (cf. figure 2-23) : la Ville de QUIMPER représente environ 75% de la population de ce bassin versant.

Le déclassement de la qualité de l'Odet sur les paramètres MES et DCO est apprécié sur la base des concentrations de la grille d'analyse Seq'Eau (cf. extrait Figure 2-25). Nous rappelons également que la circulaire DCE n°2005-12 du 28/07/2005 relative à la définition du « bon état » et à la définition des référentiels pour les eaux douces de surface, définit les paramètres MES et DCO comme « paramètres physico-chimiques complémentaires pouvant être utilisés pour les programmes de mesures pour les cours d'eau ». Les limites du « bon état » sont :

- ✓ Concentration en MES comprise entre 25 mg/L et 50 mg/L ;
- ✓ Concentration en DCO comprise entre 20 mg/L et 30 mg/L.

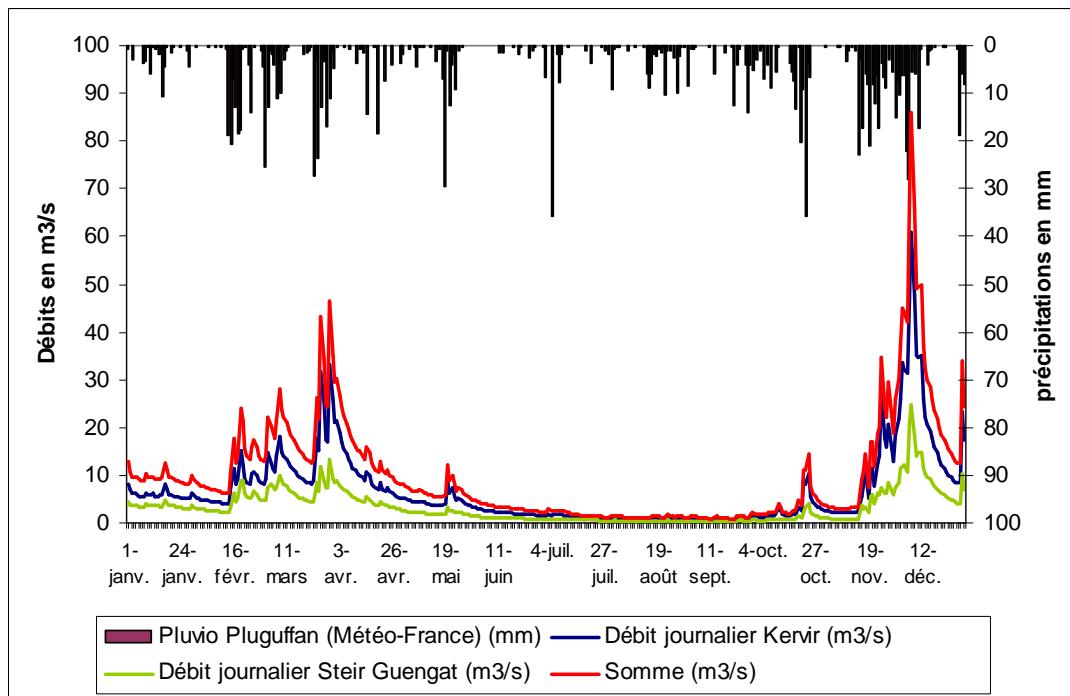


Figure 2-22 : Débits journaliers de l'Odet en aval de QUIMPER – année 2006

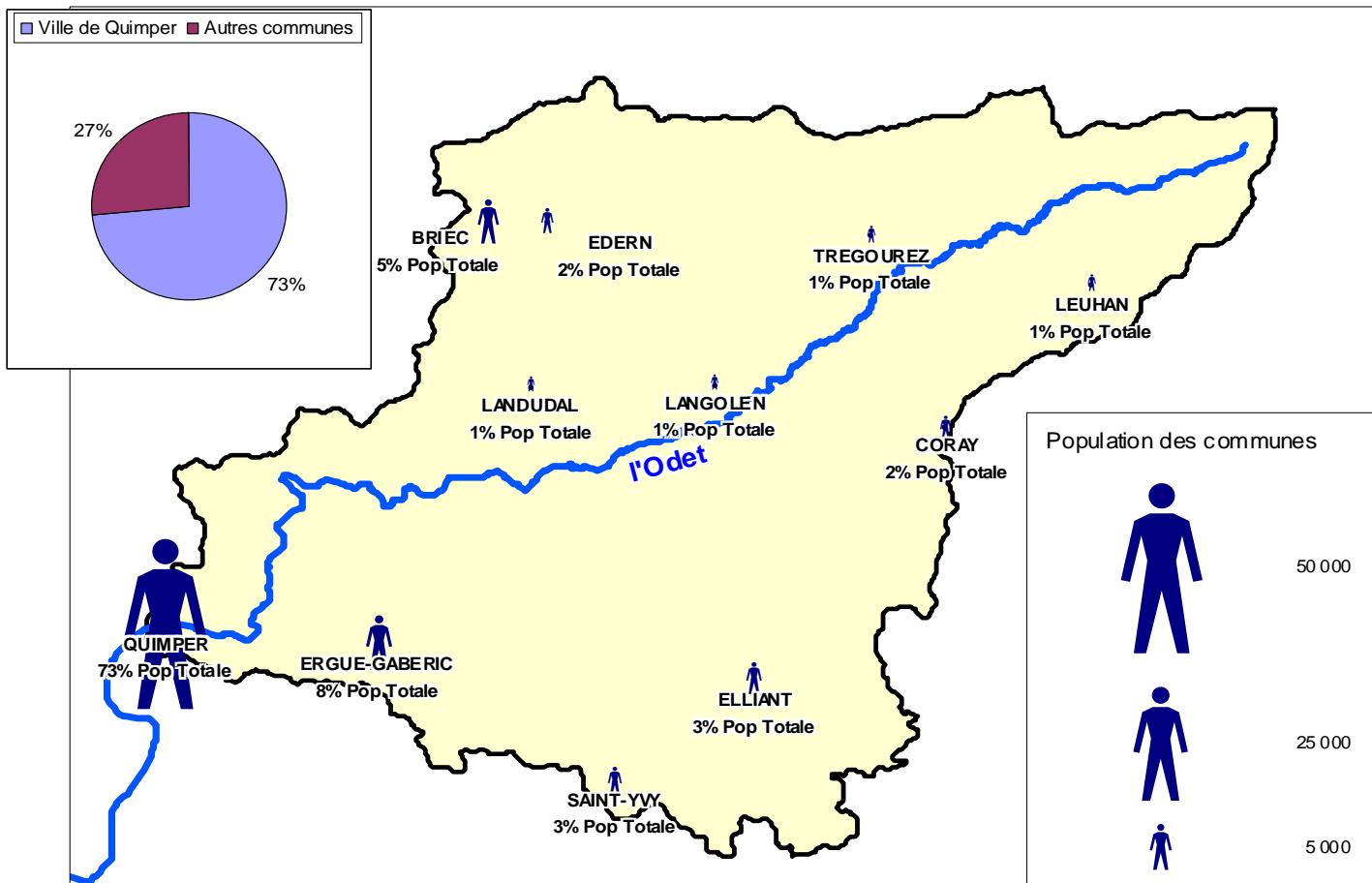


Figure 2-23 : Répartition de la population sur le bassin versant de l'Odet en amont de la commune de QUIMPER

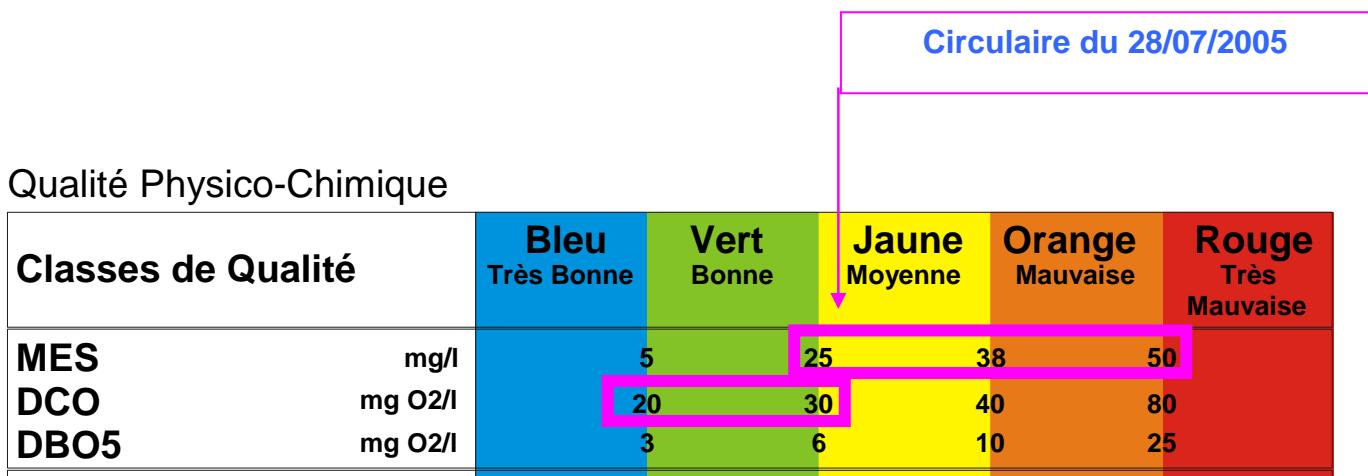


Figure 2-25 : Extrait de la grille SEQ-Eau

4.3 Analyse qualité du fonctionnement des réseaux d'eaux pluviales

Ce chapitre présente l'impact global des rejets d'eaux pluviales sur la qualité de l'Odet, suivi d'une hiérarchisation des exutoires en fonction de leur apport en MES et DCO à l'Odet.

4.3.1 Analyse qualité

La figure 2-26 présente l'apport des rejets pluviaux à l'Odet, en concentrations en MES et DCO.

A partir de l'hypothèse de la qualité de l'Odet en amont de QUIMPER (cf. § 4.2.3), sont obtenus les concentrations en DCO et MES de l'Odet en aval de la Ville de QUIMPER (cf. figures 2-27 et 2-28). Ces concentrations sont comparées aux seuils des classes de qualité de la grille Seq'Eau. Les événements pluvieux les plus déclassant (en MES et DCO) ont eu lieu entre juillet et octobre 2006.

Au total, les rejets d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER entraînent un déclassement de la qualité de l'Odet en MES et DCO pour 40% des événements pluvieux simulés. Rapporté à la durée totale d'une année, **ce déclassement ne dure que 6 % de l'année**.

Pour évaluer la qualité annuelle ou interannuelle d'un cours d'eau, un nombre minimum et une répartition régulière des prélèvements sont requis pour qualifier chaque altération. **La qualité par altération est déterminée par le prélèvement le plus déclassant constaté dans au moins 10 % des prélèvements.**

En conclusion, l'impact qualité des rejets pluviaux de la Ville de QUIMPER paraît modéré pour les paramètres MES et DCO. Les événements pluvieux les plus déclassant interviennent principalement en période estivale.

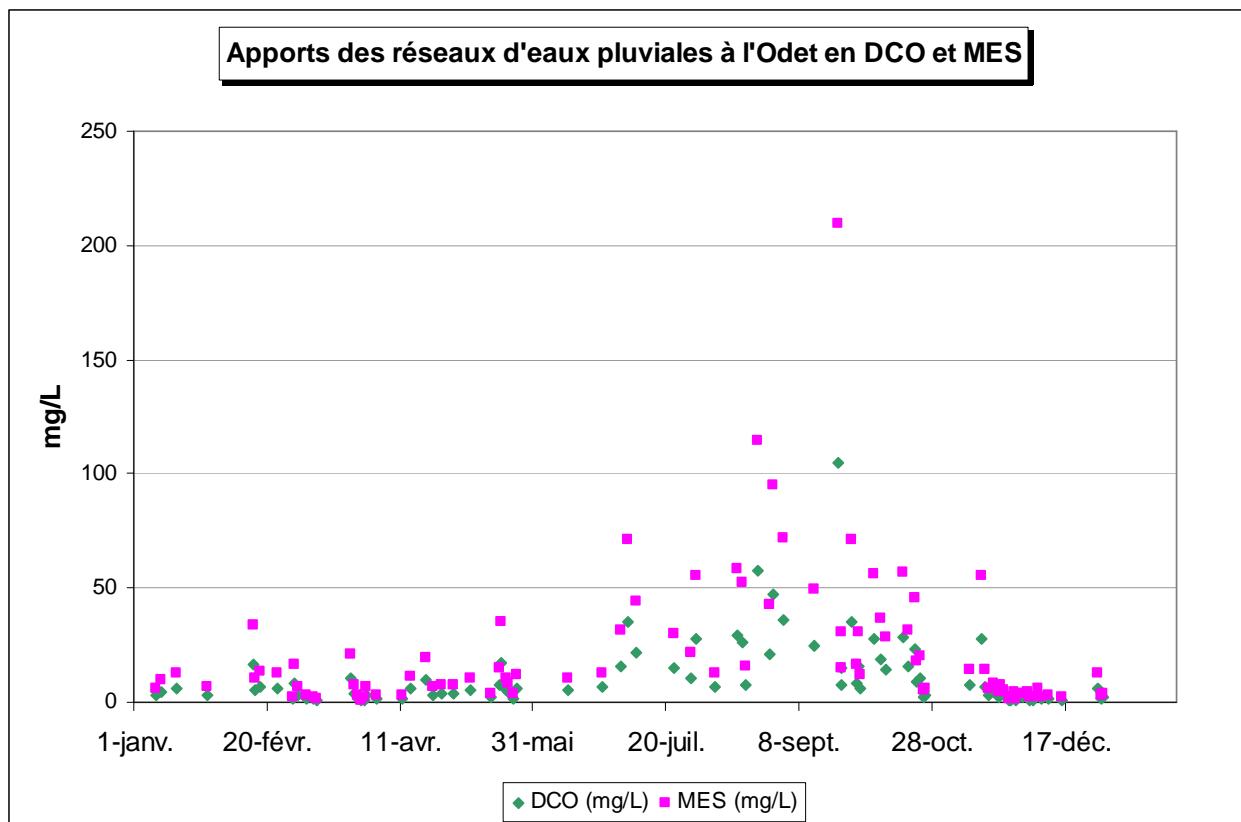


Figure 2-26 : Apports des réseaux d'eaux pluviales à l'Odet en DCO et MES

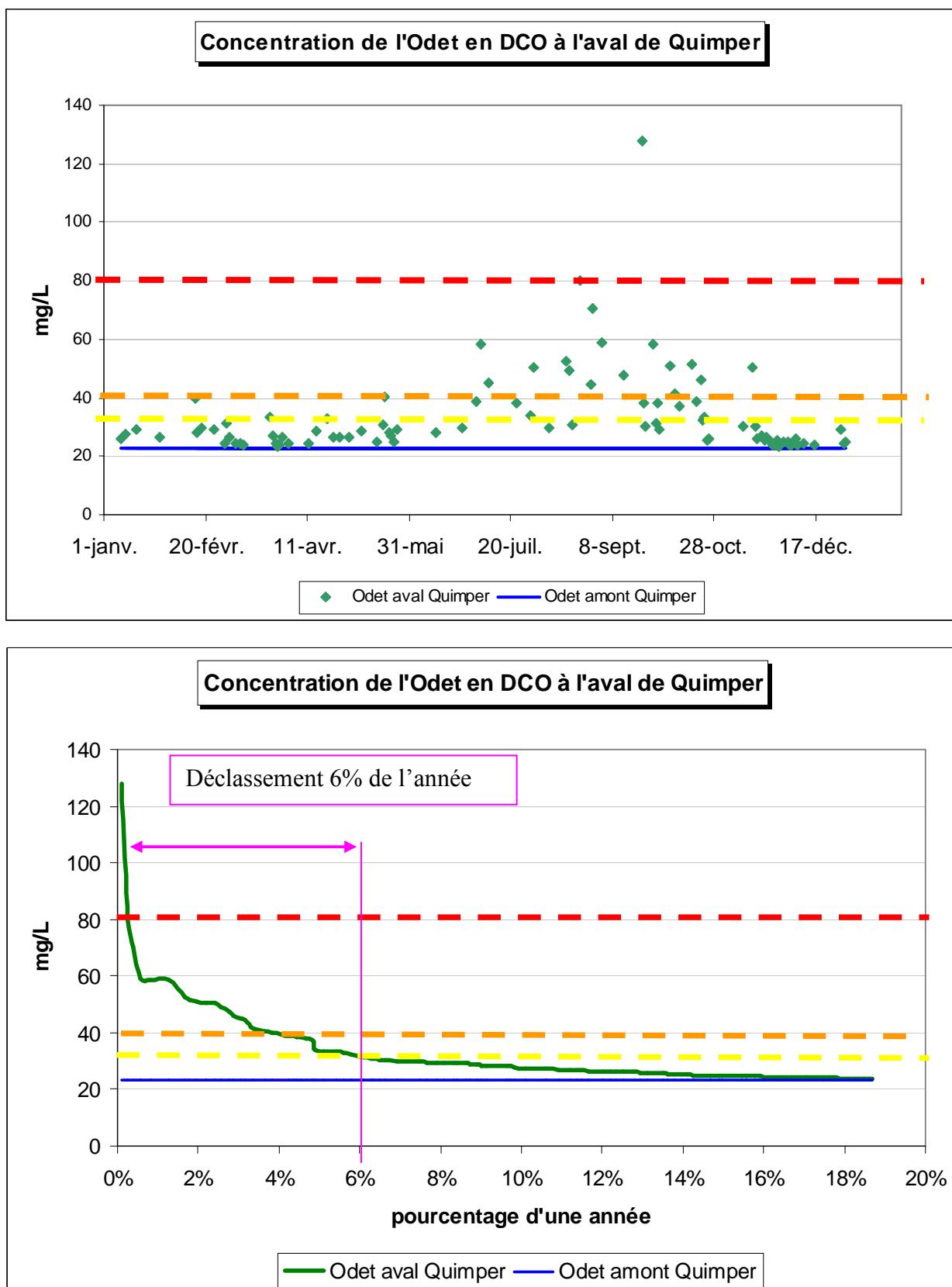


Figure 2-27 : Concentrations de l'Odet en DCO à l'aval de QUIMPER

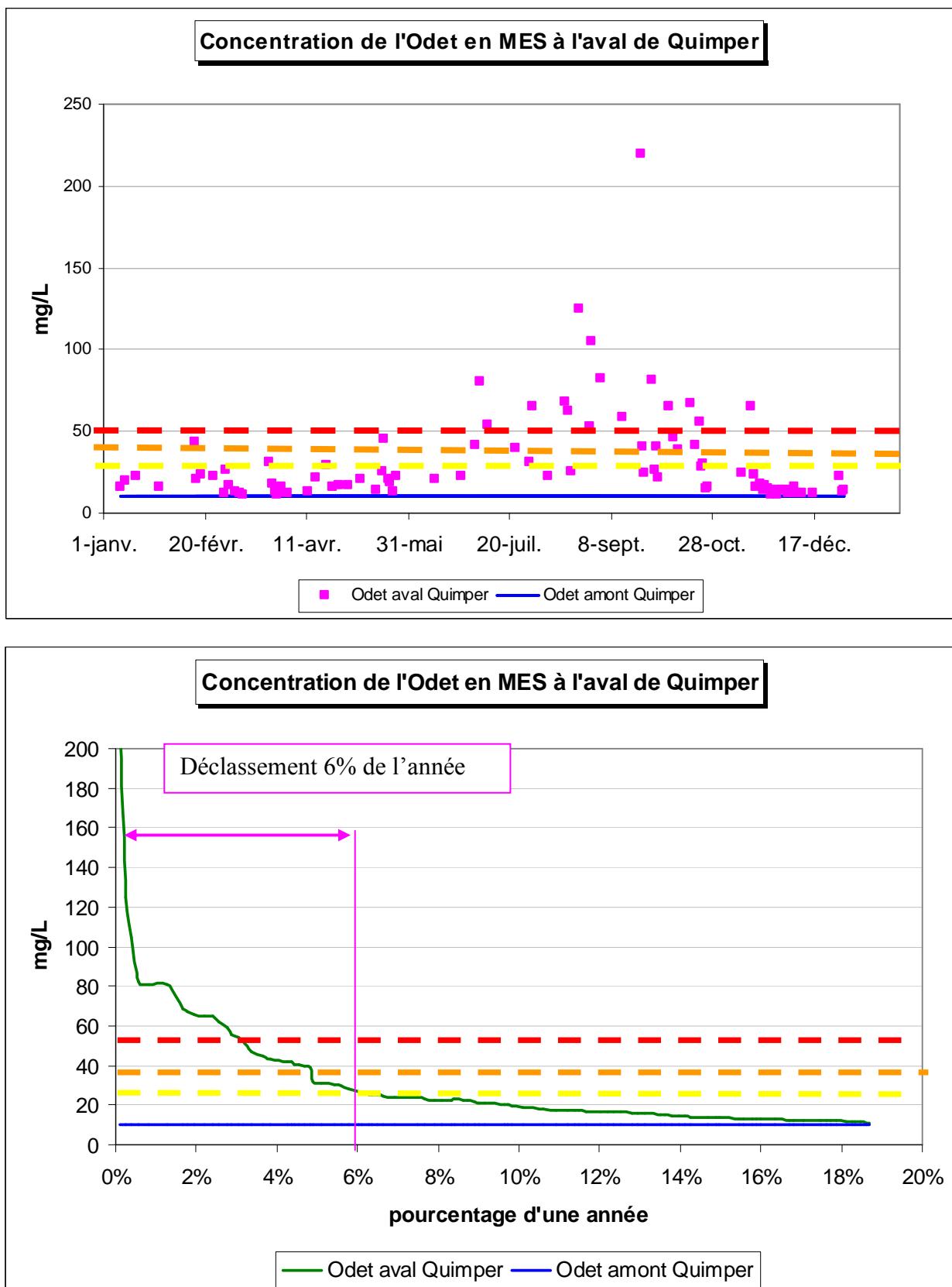


Figure 2-28 : Concentrations de l'Odet en MES à l'aval de QUIMPER

4.3.2 Hiérarchisation des bassins versants

L'objectif de ce paragraphe est de hiérarchiser les exutoires pluviaux en fonction de l'importance de leurs apports en MES et DCO à l'Odet, lors d'événements pluvieux. Cibler les bassins versants des exutoires les « plus polluants » permet d'optimiser les aménagements à réaliser pour limiter la pollution des eaux pluviales déversées dans l'Odet.

Les bassins versants des exutoires des réseaux d'eaux pluviales ont été classés en fonction de leur contribution propre à l'apport global en MES et DCO des eaux pluviales de la Ville de QUIMPER à l'Odet. La figure 2-29 illustre la relation entre le nombre d'exutoires et l'apport en pollution à l'Odet (en MES et DCO). En particulier, sur les 88 exutoires principaux de la Ville de QUIMPER :

- ✓ **4 exutoires** contribuent à plus de **30 %** de l'augmentation des concentrations en MES et DCO de l'Odet, à la traversé de la Ville de QUIMPER ;
- ✓ **10 exutoires** (les 4 exutoires précédents plus 6 autres exutoires) contribuent à plus de **50 %** de l'augmentation des concentrations en MES et DCO de l'Odet, à la traversé de la Ville de QUIMPER ;
- ✓ **17 exutoires** (les 10 exutoires précédents plus 7 autres exutoires) contribuent à **70 %** de l'augmentation des concentrations en MES et DCO de l'Odet, à la traversé de la Ville de QUIMPER.

La figure 2-30 présente les bassins versants des exutoires du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER, en fonction de leur contribution propre à l'augmentation globale des concentrations en MES et DCO de l'Odet à la traversée de la Ville. Les 4 exutoires les « plus polluants » collectent des cours d'eau :

- ✓ BV 20067 (bassin versant de la rivière Frout) ;
- ✓ BV 20165 (bassin versant de la rivière Kerbietat) ;
- ✓ BV 20040 (bassin versant de la rivière du Moulin Roux) ;
- ✓ BV 20008 (bassin versant du ruisseau de Keriner).

En conclusion, l'impact qualité des rejets pluviaux de la Ville de QUIMPER paraît modéré pour les paramètres MES et DCO. De plus, le nombre important d'exutoires contraint à des actions localisées, chacune ayant un impact très limité sur l'amélioration de la qualité de l'Odet. En particulier, les rejets pluviaux des bassins versants fortement urbanisés du centre ville présentent les concentrations en MES et DCO les plus élevées. Néanmoins, leur faible surface de collecte rend peu pertinent l'aménagement de systèmes de dépollution, au regard de l'impact global des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Ainsi, l'action prioritaire à mener pour limiter l'impact des rejets du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER est la réduction des rejets directs d'eaux usées dans le réseau pluvial. Des secteurs comportant de mauvais raccordements ont été identifiés dans le cadre de la présente étude (cf. §1).

Conformément à la volonté du Maître d'Ouvrage d'identifier des voies d'amélioration de l'impact des rejets pluviaux sur la qualité du milieu récepteur, des aménagements sont proposés dans la Partie 3 du présent document.

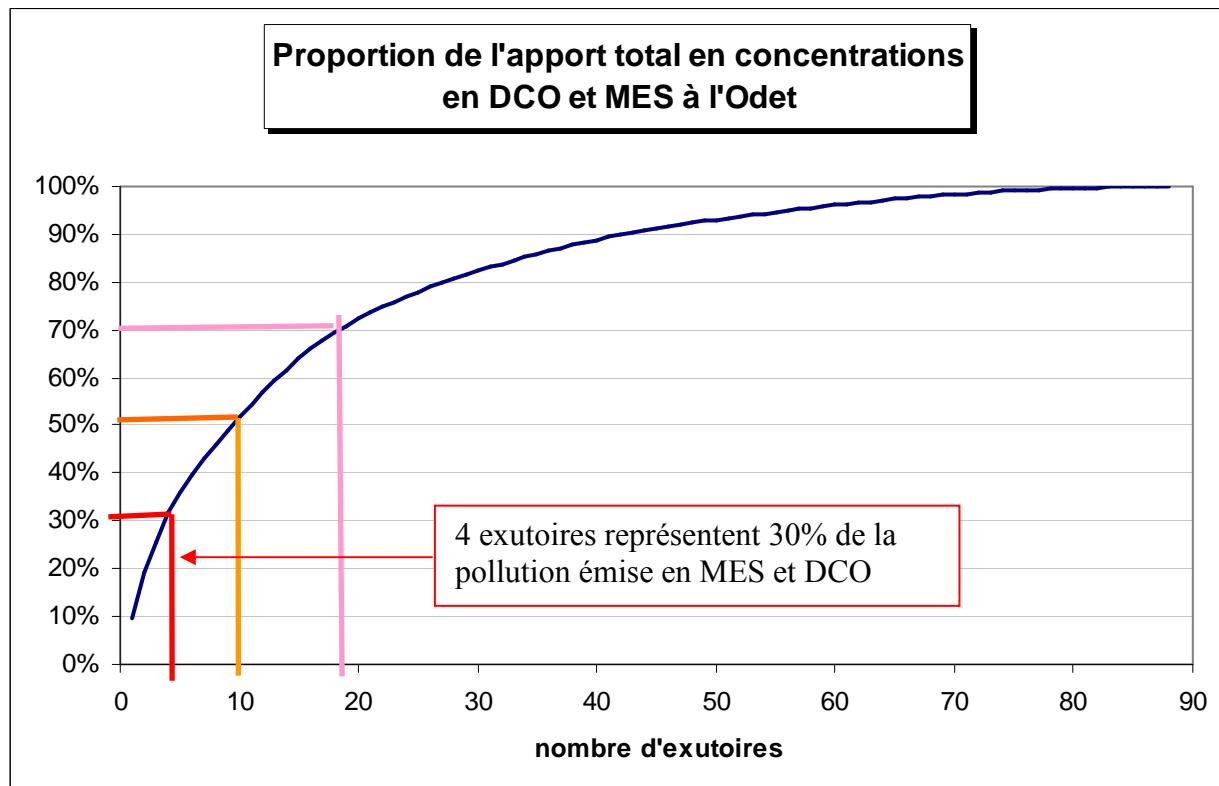


Figure 2-29 : Proportion de l'apport total en concentrations en DCO et MES à l'Odet

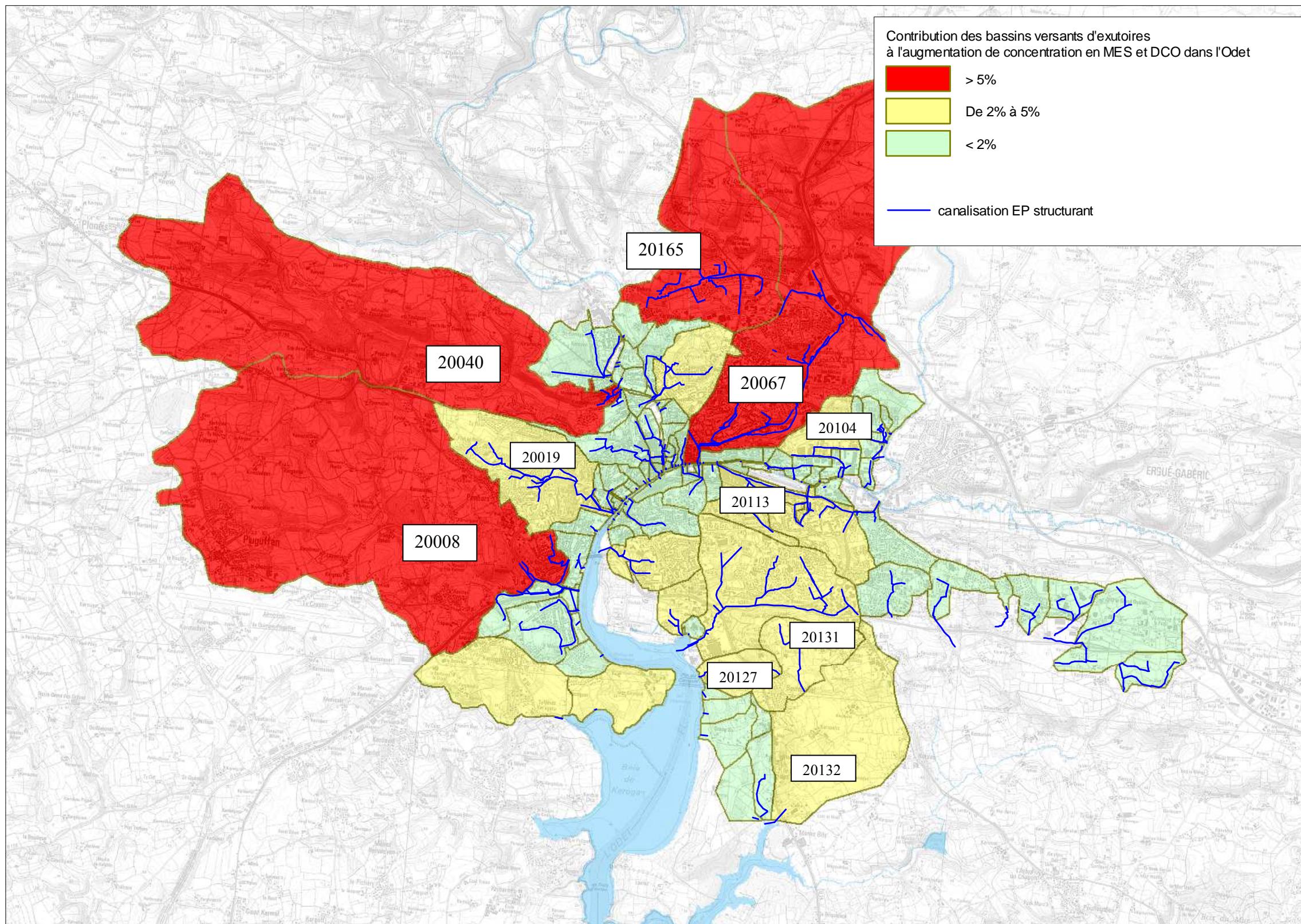


Figure 2-30 : Contribution des bassins versants d'exutoires à l'augmentation de la concentration en MES et DCO de l'Odet par temps de pluie

ANNEXE 1

MESURES DE PLUVIOMÉTRIE

ANNEXE 2

MESURES DE DÉBITS

ANNEXE 3

RÉSULTATS DE L'ENQUÊTE DE REJETS

ANNEXE 4

LISTE DES CONTRE-PENTES CORRIGÉES DANS LE MODÈLE NUMÉRIQUE MIKE URBAN

ANNEXE 5

PLAN DU RÉSEAU MODÉLISÉ AVEC CONTRE-PENTES NON-CORRIGÉES DANS LE MODÈLE NUMÉRIQUE MIKE URBAN

ANNEXE 6

SOURCE DES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES UTILISÉES

ANNEXE 7

COURBES DE CALAGE

ANNEXE 8

RÉSULTATS DES SIMULATIONS POUR LES PLUIES DE PROJET DE TYPE ESTIVAL

ANNEXE 9

RÉSULTATS DES SIMULATIONS POUR LES PLUIES DE PROJET DE TYPE HIVERNAL

ANNEXE 10

RISQUES DE DÉBORDEMENTS POUR LA PLUIE DE PROJET 30 ANS DE TYPE ESTIVAL (PLAN A0)

ANNEXE 11

RISQUES DE DÉBORDEMENTS POUR LA PLUIE DE PROJET 10 ANS DE TYPE ESTIVAL (PLAN A0)

ANNEXE 12

TAUX DE MISE EN CHARGE POUR LA PLUIE DE PROJET 10 ANS DE TYPE ESTIVAL (PLAN A0)

ANNEXE 13

LISTE DES ÉVÉNEMENTS PLUVIEUX DE L'ANNÉE 2006

ANNEXE 14

HYPOTHÈSES D'ABATTEMENT DES OUVRAGES DE RÉTENTION ET DÉPOLLUTION DES EAUX PLUVIALES

PARTIE 3

PROPOSITIONS D'AMÉNAGEMENTS

Proposition d'aménagements hydrauliques

1.1 Objectifs et hypothèses de chiffrage

1.1.1 Généralités

Des aménagements curatifs associés à des objectifs de gestion des eaux pluviales sont détaillés dans ce chapitre. Leur préconisation a pour but de réduire les risques de débordement des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER sur les secteurs identifiés en phase diagnostic en situation actuelle.

Si des solutions curatives peuvent être mises en place pour résoudre les problèmes actuels, des mesures préventives doivent également être envisagées pour assurer la protection des biens et des personnes à l'avenir.

Pour compenser les effets de l'urbanisation, une politique de maîtrise des ruissellements doit être mise en œuvre par la commune pour les nouvelles constructions et infrastructures publiques ou privées.

C'est le principal objectif du zonage pluvial (cf. Partie 4 du présent document).

1.1.2 Périodes de retour de référence de dimensionnement

La Norme européenne NF EN 752-2 relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments propose des prescriptions de performances à atteindre notamment en terme de fréquence d'inondations.

Le tableau suivant rappelle ces objectifs.

Tableau 3-1 : Préconisations de dimensionnement des systèmes de gestions des eaux pluviales (source : NF EN 752-2)

Lieu	Fréquence d'inondation
Zones rurales	10 ans
Zones résidentielles	20 ans
Centres Villes / Zones industrielles ou commerciales	30 ans
Passages souterrains routiers ou ferrés	50 ans

Les bassins de rétention préconisés dans le cadre du présent schéma directeur sont dimensionnés sur la base de ces recommandations, selon la méthode des volumes (cf. annexe 1).

1.1.3 Hypothèses de chiffrage des aménagements

Canalisations

Le coût des travaux de renforcement de canalisations dépend :

- ✓ des travaux préliminaires (installation de chantier, établissement des plans d'exécution, décapage, etc.),
- ✓ des tranchées et terrassement à mettre en œuvre,
- ✓ du génie civil (pose de canalisations, regards, etc.),
- ✓ de la remise en état des lieux (remise en œuvre de la terre végétale, engazonnement, enrobé, etc.).

Au stade du présent Schéma Directeur, les bordereaux de prix des travaux sur canalisation sont présentés en figure 3-1. Ils ont été validés par le Maître d'Ouvrage.

Un pourcentage de 20 % lié aux « divers et imprévus, maîtrise d'œuvre » a été considéré dans l'estimation des coûts d'investissement.

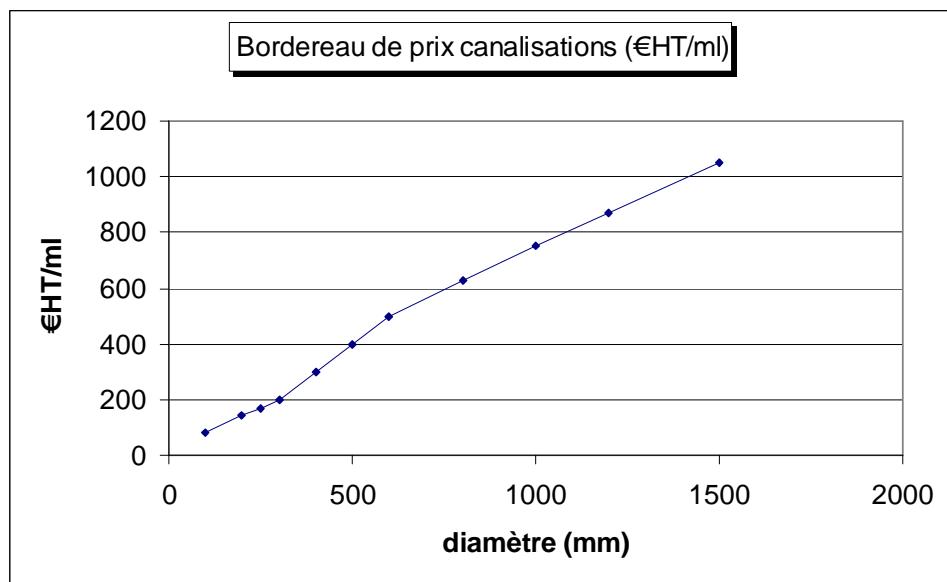


Figure 3-1 : Bordereau de prix unitaire des travaux sur canalisations

Bassins de rétention

Le coût de réalisation d'un bassin de rétention des eaux pluviales peut se décomposer en 3 parties :

- ✓ Les coûts de travaux préliminaires (installation de chantier, établissement des plans d'exécution, décapage et coupe d'arbres en particulier) ;
- ✓ La réalisation de l'ouvrage (déblaiement en pleine masse, remise en remblais ou évacuation, mise en place de membranes d'étanchéité, de résille de stabilisation, de terre végétale et l'engazonnement) ;
- ✓ La remise en état des lieux.

Au delà du volume terrassé, la géométrie du bassin (pente des talus, surface, etc.) et sa structure influencent donc fortement le chiffrage des coûts d'investissement.

Au stade du présent Schéma Directeur, les bordereaux de prix de réalisation de bassins de gestion des eaux pluviales, validés par le Maître d'Ouvrage sont :

- ✓ Bassins à ciel ouvert : 30€/m³ ;
- ✓ Bassins bétonnés et enterrés : 300€/m³.

Un pourcentage de 20 % lié aux « divers et imprévus, maîtrise d'œuvre » a été considéré dans l'estimation des coûts d'investissement.

Remarque : Les coûts d'investissement des bassins préconisés ne comprennent pas les potentiels coûts d'acquisition des terrains.

1.2 Proposition d'aménagements

1.2.1 Aménagements Avenue Ti Pont

La capacité d'évacuation limitée du ruisseau Kerbieta oriente vers une solution de stockage et restitution à débit limitée des eaux de ruissellement. Ainsi, la solution préconisée consiste en la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert collectant les eaux pluviales en amont de l'avenue Ti Pont (rond point de Ti Pont Kerroué).

Le dimensionnement du bassin de rétention est réalisé pour une période de 30 ans, et un débit de fuite spécifique de 3 l/s/ha. Le volume utile de stockage préconisé est de 7 500 m³ pour un débit de fuite de 170 l/s.

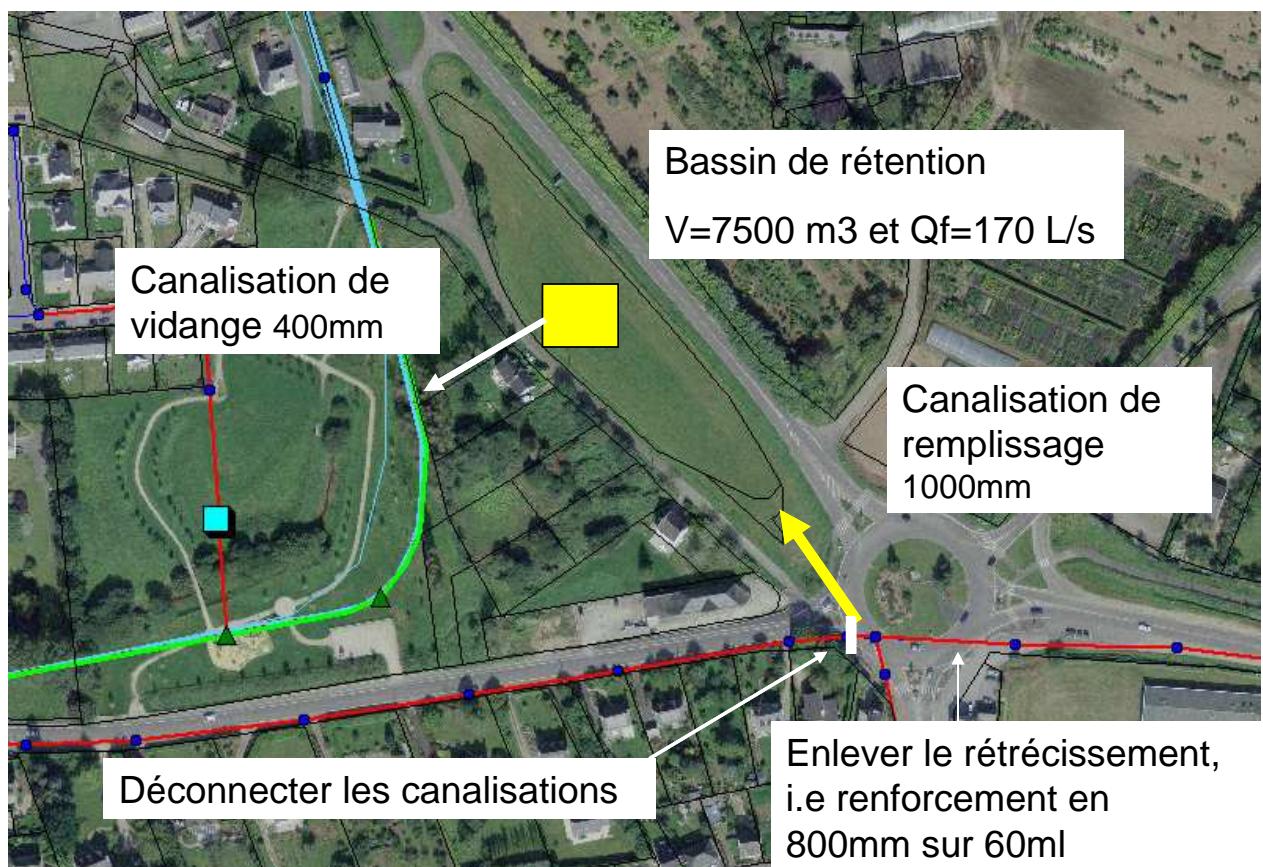


Figure 3-2 : Aménagements avenue Ti Pont

1.2.2 Aménagements Route de Locronan

Les forts risques de débordements Route de Locronan ont déjà été identifiés par les services de la Ville de QUIMPER. Un projet d'aménagement d'un nouvel exutoire dans le Steïr est en cours de réalisation. A ce titre, la Ville de QUIMPER a remis aux services Police de l'Eau un dossier d'autorisation de cet aménagement au titre de la Loi sur l'Eau.

1.2.3 Aménagements secteur de Kerivoal

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales du Rond Point de Kerivoal à la rue du Manoir pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le tissu urbain dense rend très difficile l'implantation d'un bassin de rétention. Ainsi les aménagements préconisés sont (cf. figure 3-3) :

- ✓ Un réaménagement de l'ouvrage de délestage au niveau du rond-point de Kerivoal : inversement de la répartition des débits afin de soulager les collecteurs de la rue de Kerivoal ;
 - ✓ Le renforcement des canalisations rue du château et rue du Manoir.

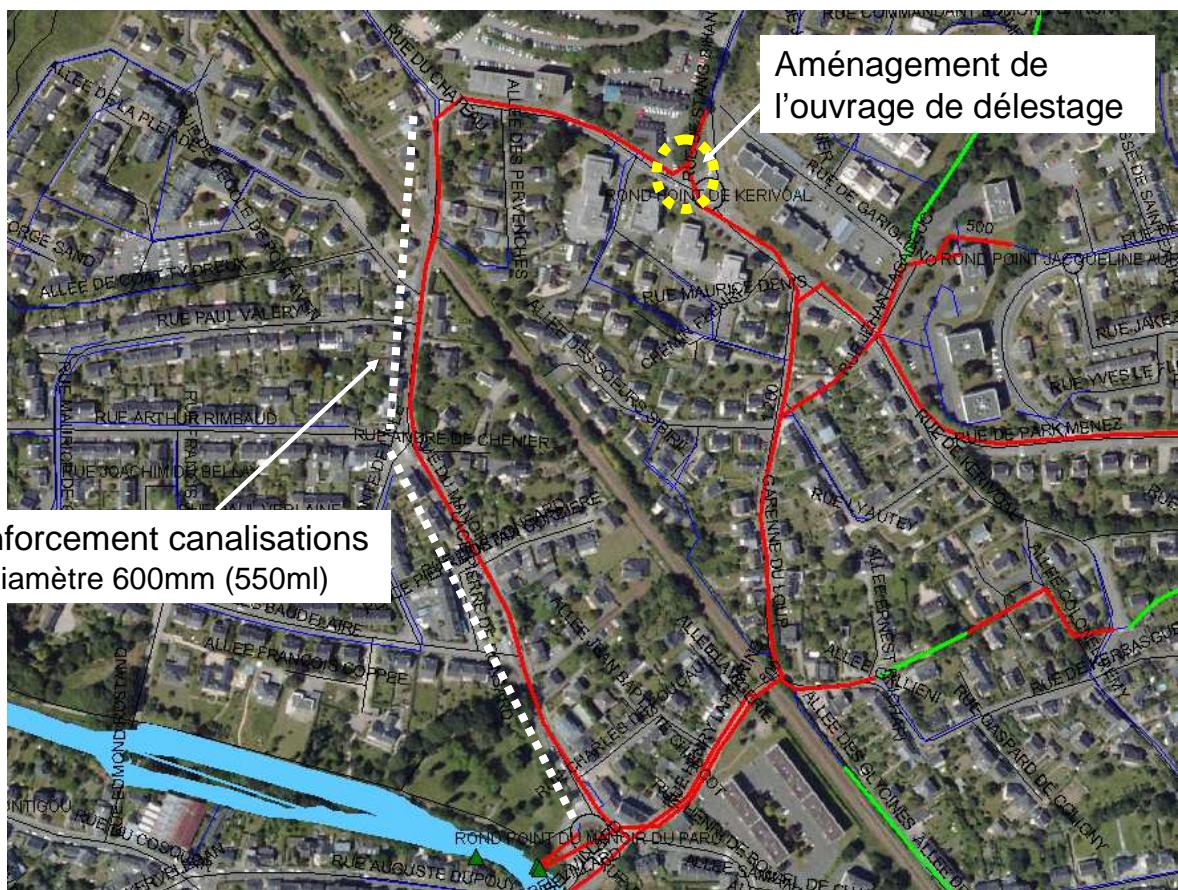


Figure 3-3 : Aménagements secteur de Kerivoal

1.2.4 Aménagements Avenue des Oiseaux

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés avenue des Oiseaux, à proximité du rond point du Québec, pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le tissu urbain dense rend particulièrement difficile l'implantation d'un bassin de rétention. Ainsi les aménagements préconisés sont des renforcements de canalisations. Ces derniers sont dimensionnées pour une période de retour vicennale compte tenue de la nature résidentielle de la zone (cf. tableau 3-1).

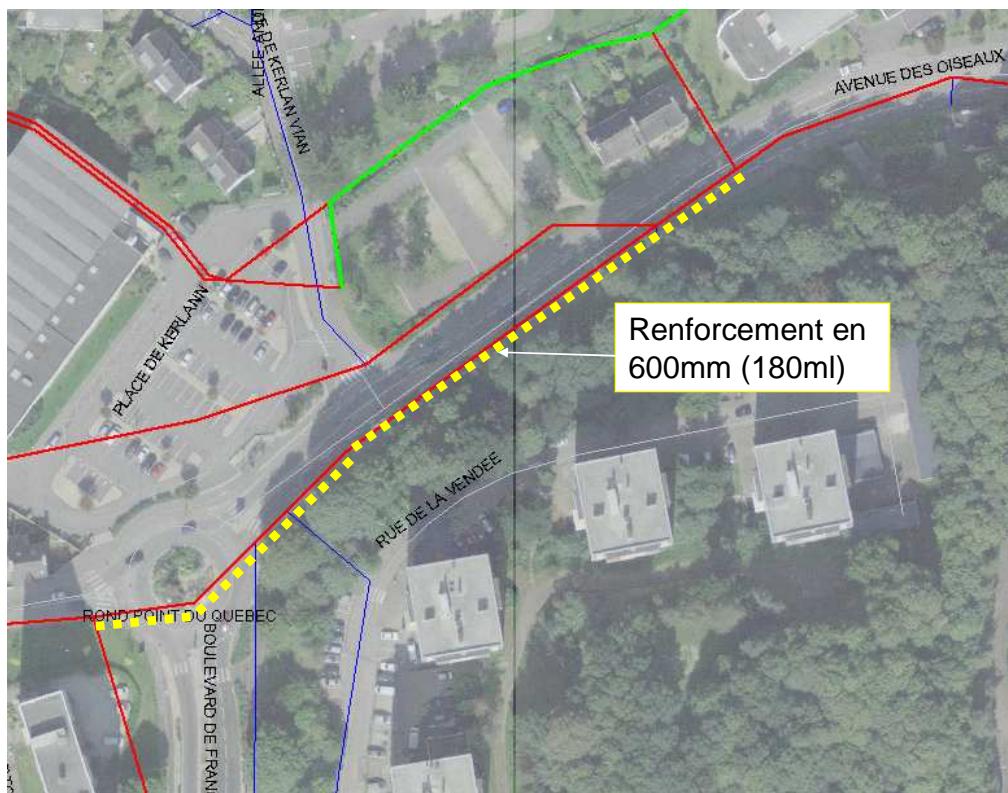


Figure 3-4 : Aménagements avenue des Oiseaux

1.2.5 Aménagements à l'aval du Rond Point du séminaire

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés à l'aval du Rond Point du séminaire pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Les aménagements préconisés sont des renforcements de canalisations. Ces derniers sont dimensionnées pour une période de retour vicennale compte tenue de la nature résidentielle de la zone (cf. tableau 3-1).

Avant réalisation des aménagements préconisés, un lever topographique du fossé en aval devra permettre de vérifier que la capacité d'évacuation de ce dernier est supérieure à $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$, afin d'éviter que les aménagements préconisés ne transfèrent le risque de débordement au niveau de ce fossé. Si la capacité d'évacuation du fossé n'est pas suffisante, les aménagements préconisés devront être complétés par la pose d'une buse le long du fossé, de capacité $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

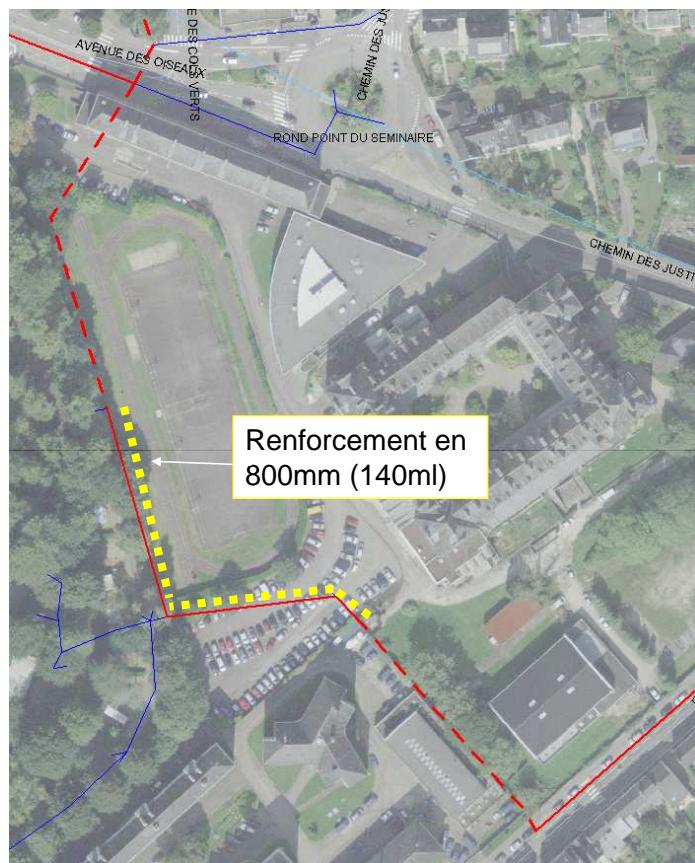


Figure 3-5 : Aménagements à l'aval du rond point du séminaire

1.2.6 Aménagements Route de Pont l'Abbé

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés route de Pont l'Abbé pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le tissu urbain dense rend très difficile l'implantation d'un bassin de rétention. Ainsi les aménagements préconisés sont des renforcements de canalisations. Un lever topographique précis du profil en long de la canalisation concernée par les risques de débordement est préconisé avant tout travaux. En effet, le profil présente des contre-pentes, qui contribuent à éléver la ligne d'eau.

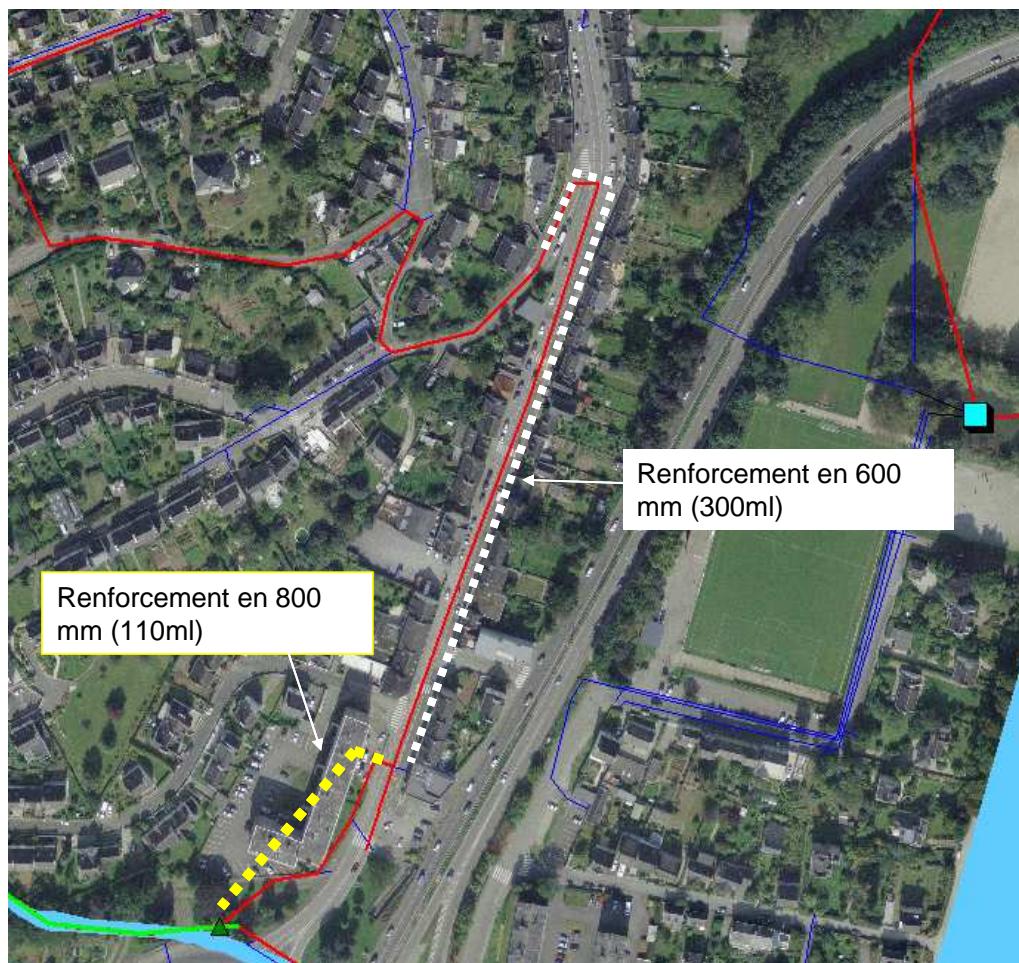


Figure 3-6 : Aménagements route de Pont l'Abbé

1.2.7 Aménagements Rue du Poker

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales rue du Poker pour la pluie de projet vicennale de type orage estival. **Les canalisations existantes sont suffisantes pour permettre l'évacuation des eaux de ruissellement pour la pluie de projet décennale de type estival.** Ainsi, les renforcements préconisés ci-dessous ont pour objectifs de limiter les risques de débordements pour la pluie trentennale.

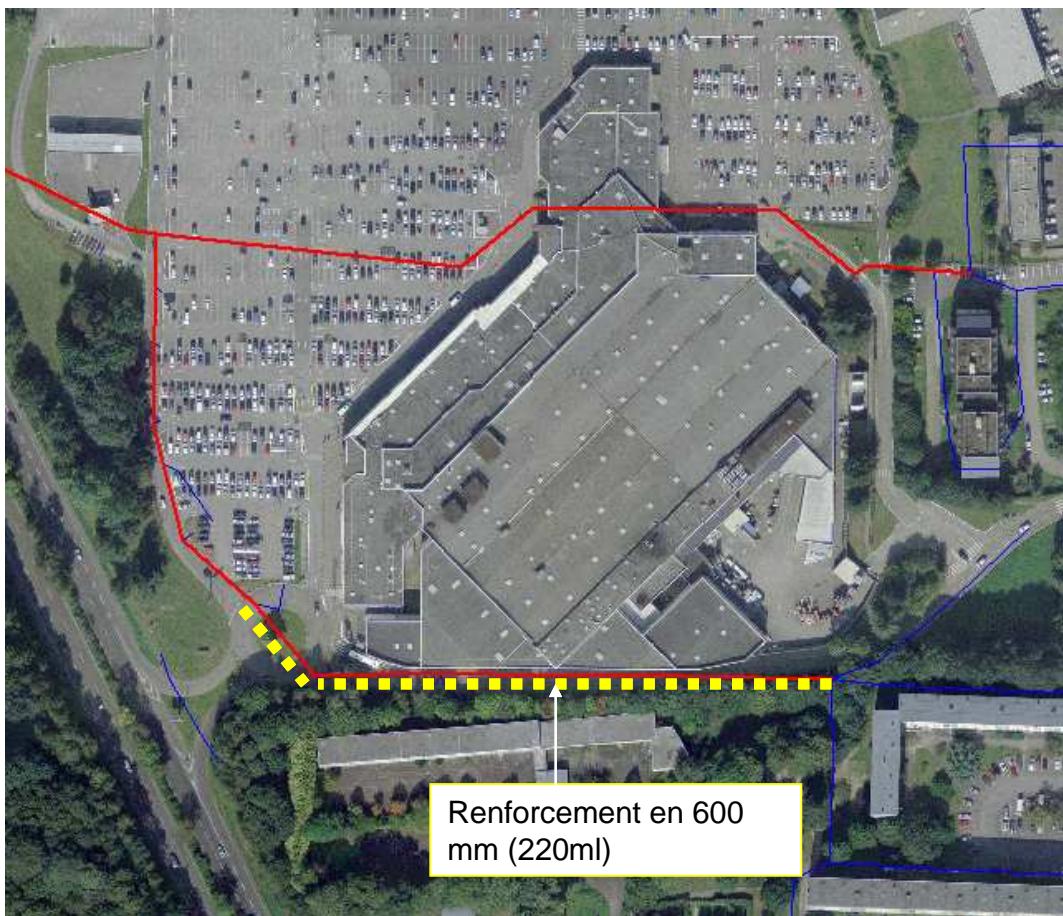


Figure 3-7 : Aménagements rue du Poker

1.2.8 Aménagements Avenue de Braden

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés avenue de Braden pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Ces risques de débordements sont dus à une forte contre-pente (cf. figure 3-8).

Un lever topographique précis du profil en long de la canalisation concernée par les risques de débordement est préconisé avant tout travaux, afin de valider la contre-pente. Si cette dernière est avérée, les aménagements préconisés ci-dessous permettent aux réseaux le transfert des eaux de ruissellement de la pluie de projet trentennale de type estival, sans débordements. L'augmentation de diamètre permet de passer de la période de retour 10 ans à 30 ans pour le risque de débordement des réseaux.

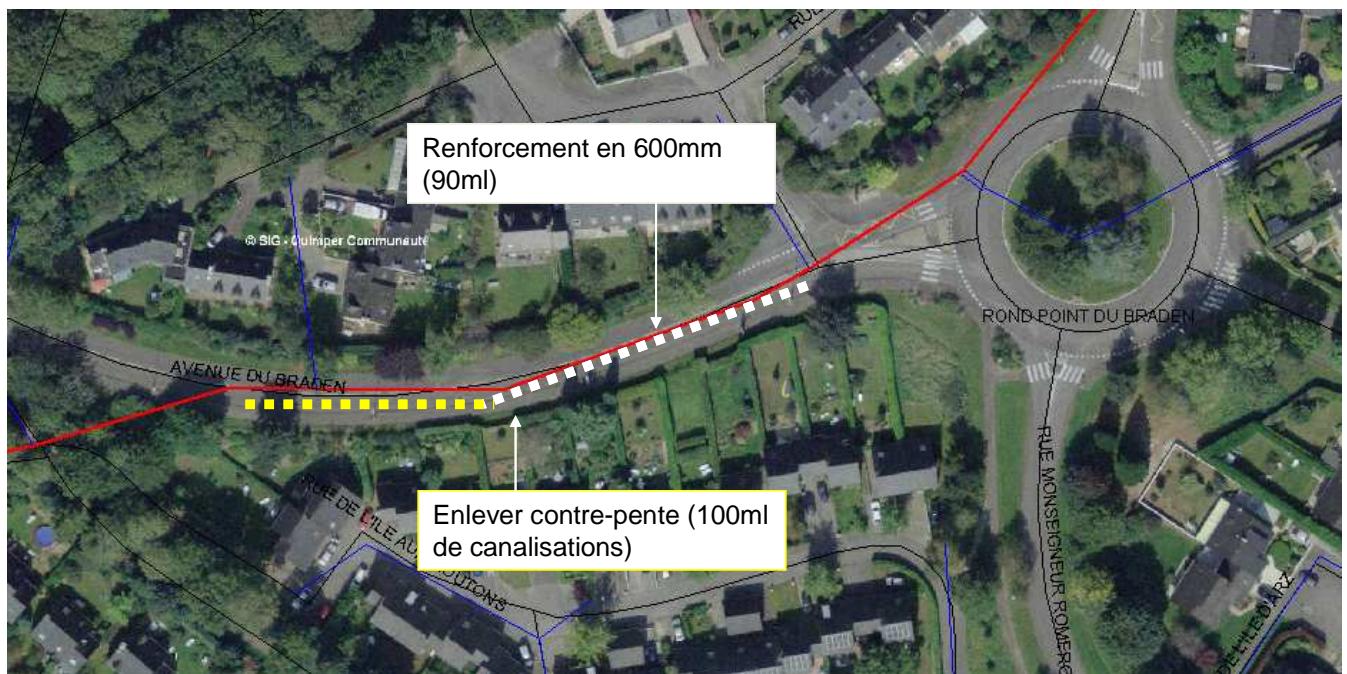


Figure 3-8 : Aménagements avenue de Braden

1.2.9 Aménagements vieille route de Concarneau

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés le long de la vieille route de Concarneau, pour la pluie de projet décennale de type orage estival. La norme NF EN-752-2 préconise la protection contre les débordements pour des événements de période de retour 20 ans, dans les zones résidentielles (cf. §1.1).

Un lever topographique précis du profil en long de la canalisation concernée par les risques de débordement est préconisé avant tout travaux, afin de valider une contre-pente. Les aménagements préconisés consistent à remplacer 200 ml de canalisation de diamètre 600 mm par un diamètre 800 mm, et de corriger la contre pente. Ces aménagements permettent d'éviter les risques de débordements pour la pluie de projet vicennale de type orage estival.

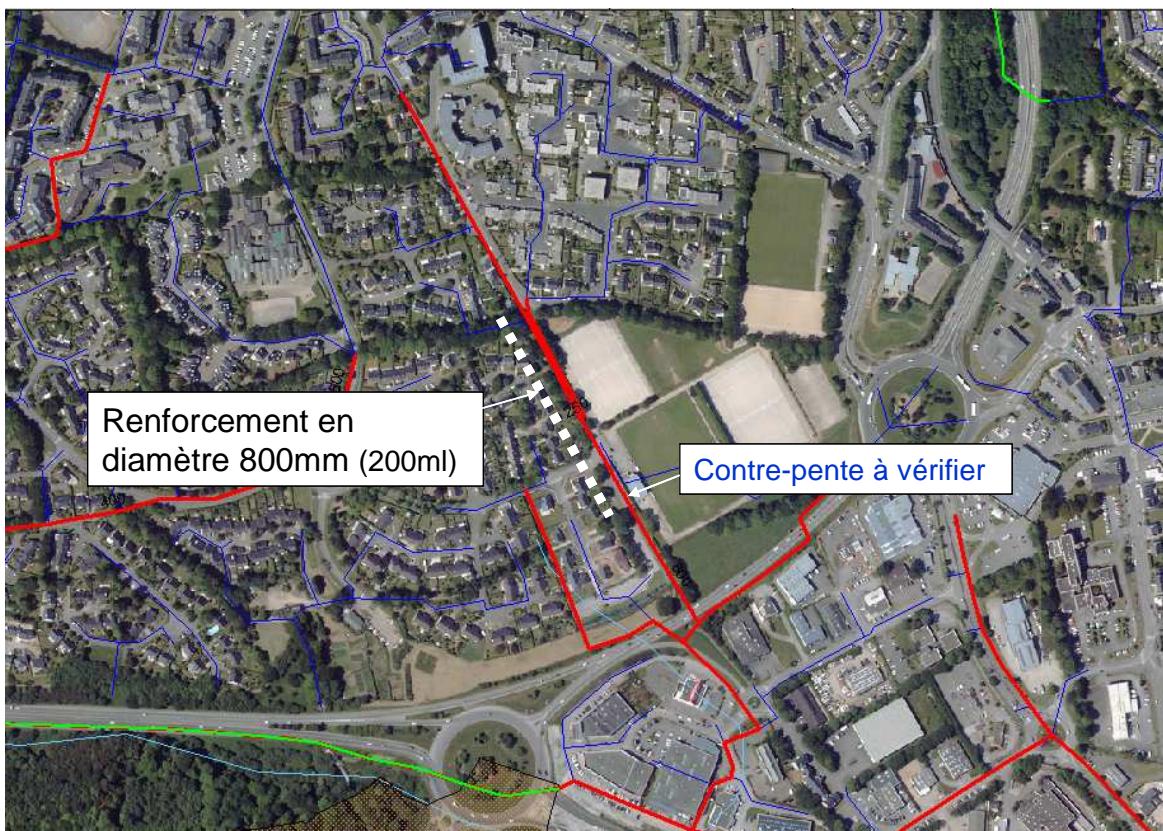


Figure 3-9 : Aménagements vieille route de Concarneau

1.2.10 Aménagements Avenue du Morbihan

Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de système de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-10) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'une pluie décennale, sans pour autant les annihiler pour des pluies de période de retour trentennale.

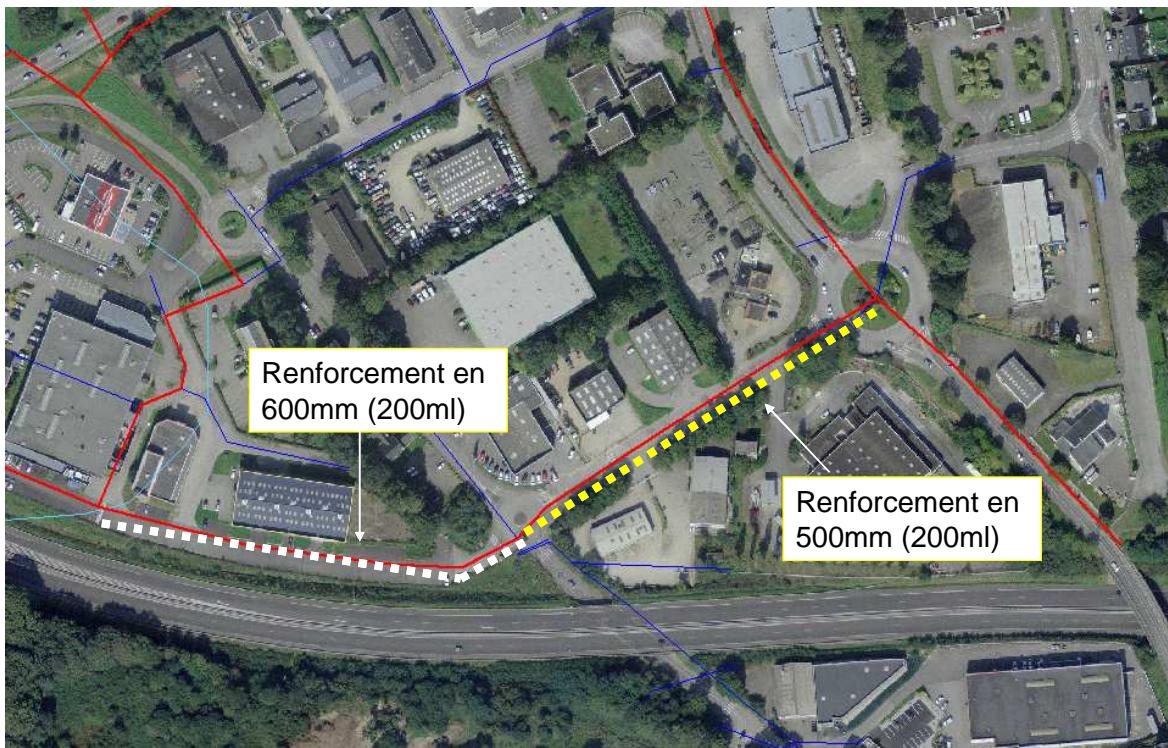


Figure 3-10 : Aménagements Av. du Morbihan

1.2.11 Aménagements Avenue de la Libération

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés avenue de la Libération pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Ces risques de débordements sont accentués par une contre-pente (cf. figure 3-11).

Un levier topographique précis du profil en long de la canalisation concernée par les risques de débordement est préconisé avant tout travaux, afin de s'assurer de l'existence de potentielles contre-pentes. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-11) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

Ces travaux peuvent d'inscrire dans une politique de renouvellement des canalisations, le collecteur avenue de la Libération ayant été posé avant 1965 (cf. Partie 4 §4)

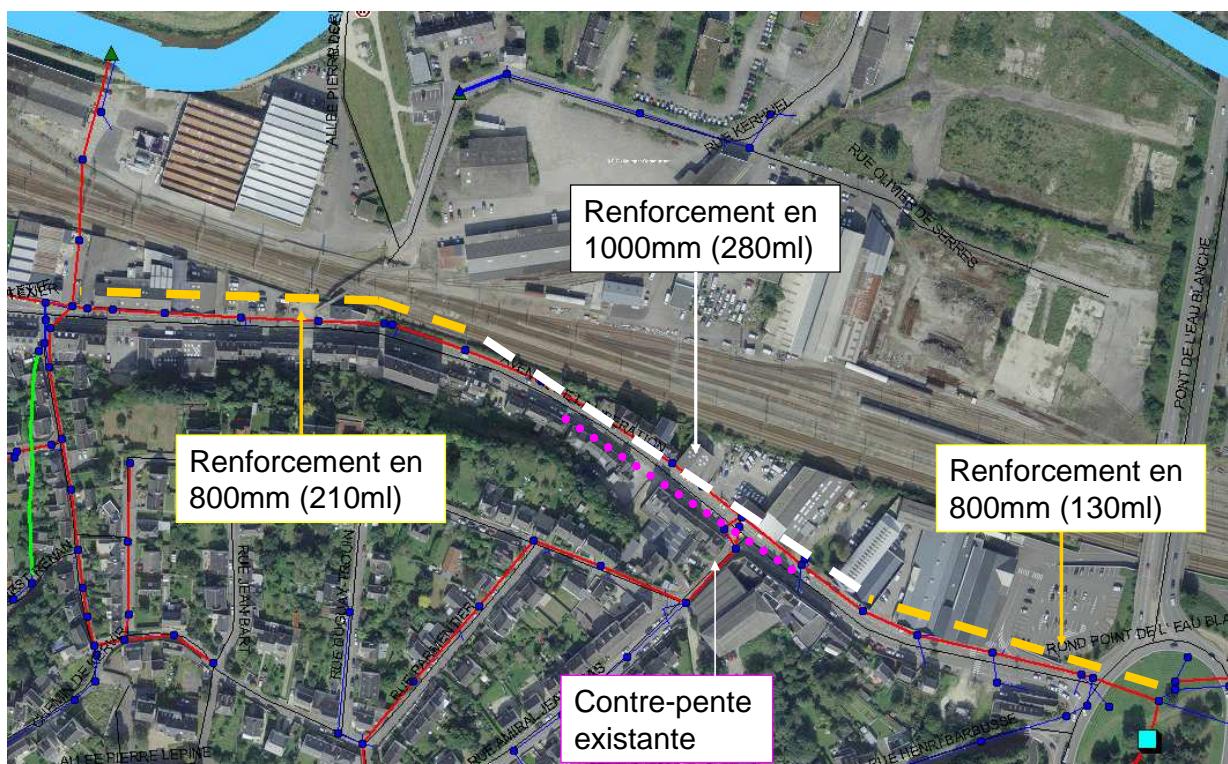


Figure 3-11 : Aménagements Av. de la Libération

1.2.12 Aménagements rue de la Fontaine

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue de la Fontaine, pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-12) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

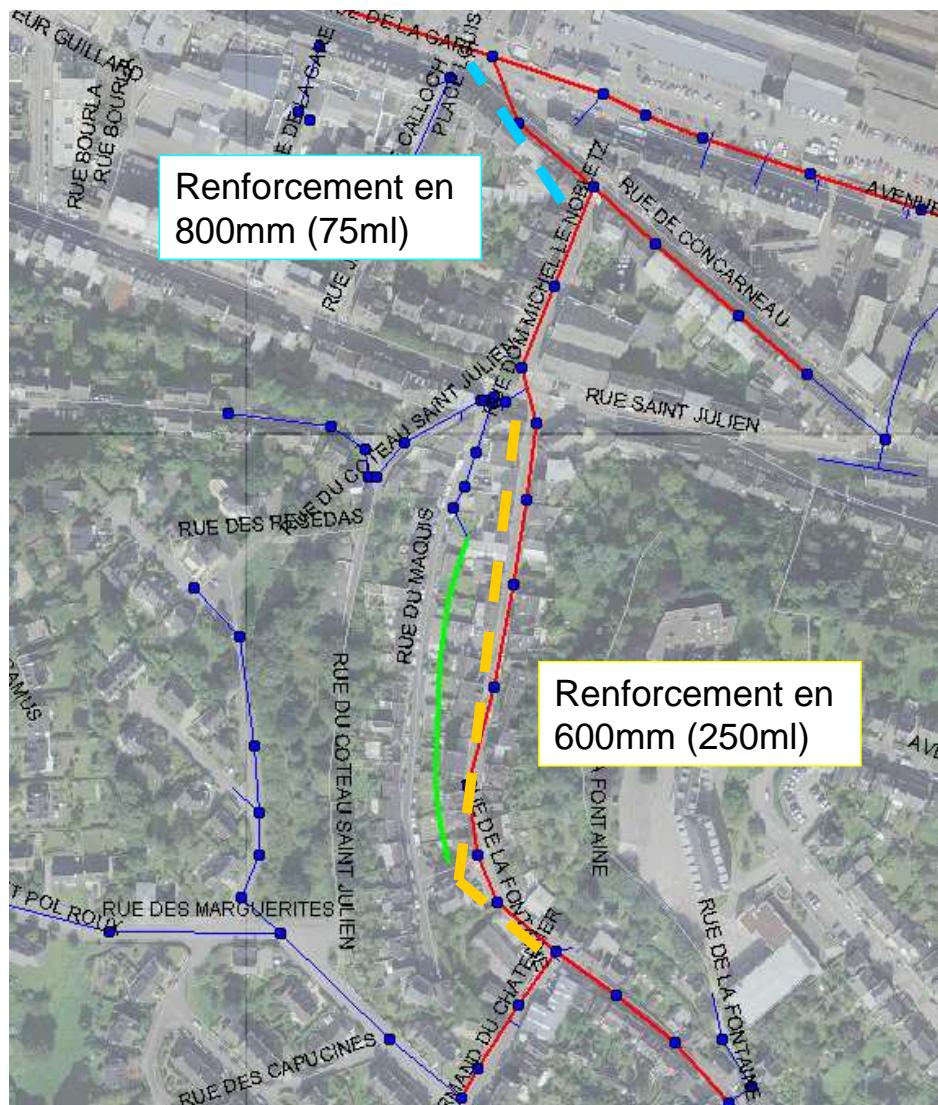


Figure 3-12 : Aménagements rue de la Fontaine

1.2.13 Aménagements rue du Docteur Picquenard

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue du Docteur Picquenard, pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. La solution d'un bassin de rétention sur niveau du terrain de sport est difficilement envisageable selon le Maître d'Ouvrage. Ainsi, la solution proposée consiste en des renforcements de canalisations.

Il est préconisé un lever topographique précis des réseaux afin d'optimiser la pente des collecteurs lors des travaux de renforcements.

Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-13) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

Remarque :

- ✓ Selon l'exploitant, le rue du Docteur Picquenard présente des problèmes récurrents de stagnation d'eau sur la chaussée due aux nombreux arbres dont les racines et les feuilles (en période de chute) peuvent limiter la capacité d'évacuation des avaloirs ;
- ✓ Le renforcement par une canalisation de diamètre 800 mm au lieu de 1000 mm préconisé, permet la collecte et le transfert des eaux de ruissellement pour la pluie de projet de type estival de période de retour 5 ans. Le modèle numérique simule alors des risques de débordements sur chaussé pour une pluie décennale.



Figure 3-13 : Aménagements rue du Docteur Picquenard

1.2.14 Aménagements rue Jules Verne

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue Jules Verne, pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention.

Un lever topographique précis des réseaux est préconisé avant tout travaux de renforcement, afin de préciser le profil en long de la canalisation existante.

Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-14) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

Remarque : le renforcement par une canalisation de diamètre 600 mm au lieu de 800 mm préconisé, permet la collecte et le transfert des eaux de ruissellement pour la pluie de projet de type estival de période de retour 5 ans. Le modèle numérique simule alors des risques de débordements sur chaussé pour une pluie décennale.

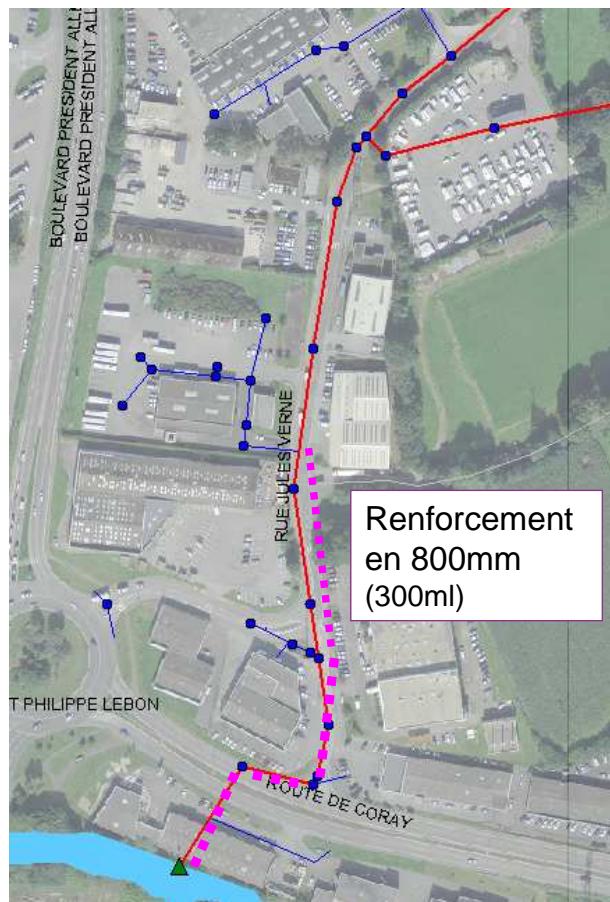


Figure 3-14 : Aménagements rue Jules Verne

1.2.15 Aménagements rue Jules Verne amont

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue Jules Verne (secteur amont), pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention à ciel ouvert.

Un relevé topographique précis des réseaux est préconisé avant tout travaux, afin de préciser le profil en long des canalisations existantes.

Deux solutions sont proposées :

- ✓ Solution 1 : Implantation d'un bassin de rétention bétonné enterré, avec vidange par pompage. Deux sites d'implantation sont proposés (cf. figure 3-15) ;
- ✓ Solution 2 : Renforcement des canalisations existantes (cf. figure 3-16).

Ces aménagements permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement de période de retour 30 ans.

Remarque : la capacité du cours d'eau a accepter les débits rejetés devra être vérifiée avant la mise en œuvre des travaux.

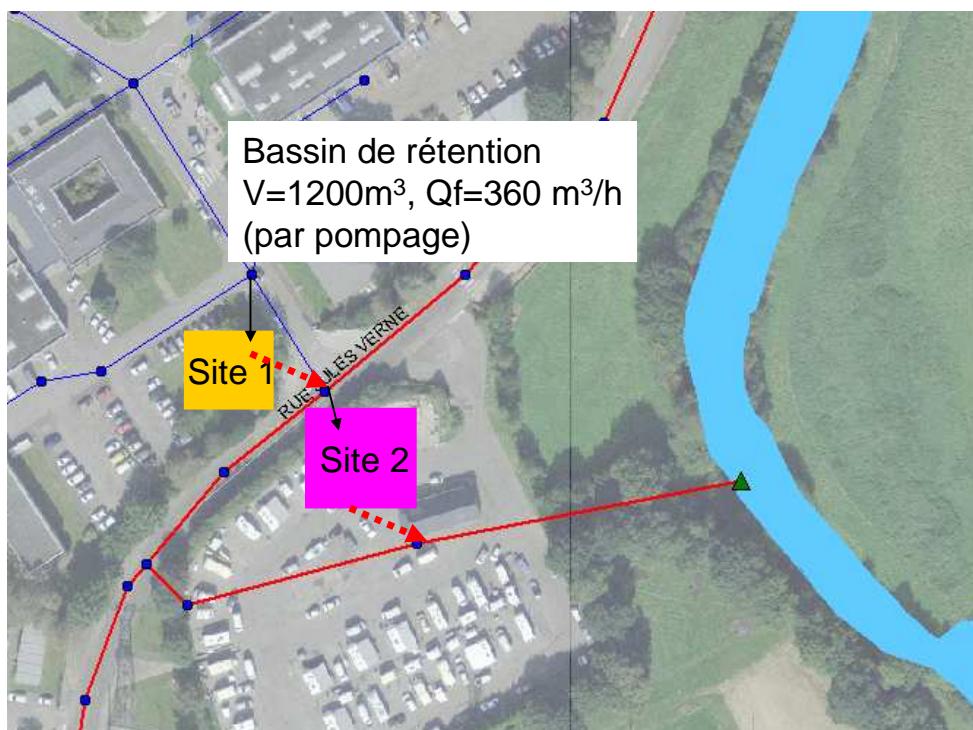


Figure 3-15 : Aménagements rue Jules Verne (amont) – solution 1

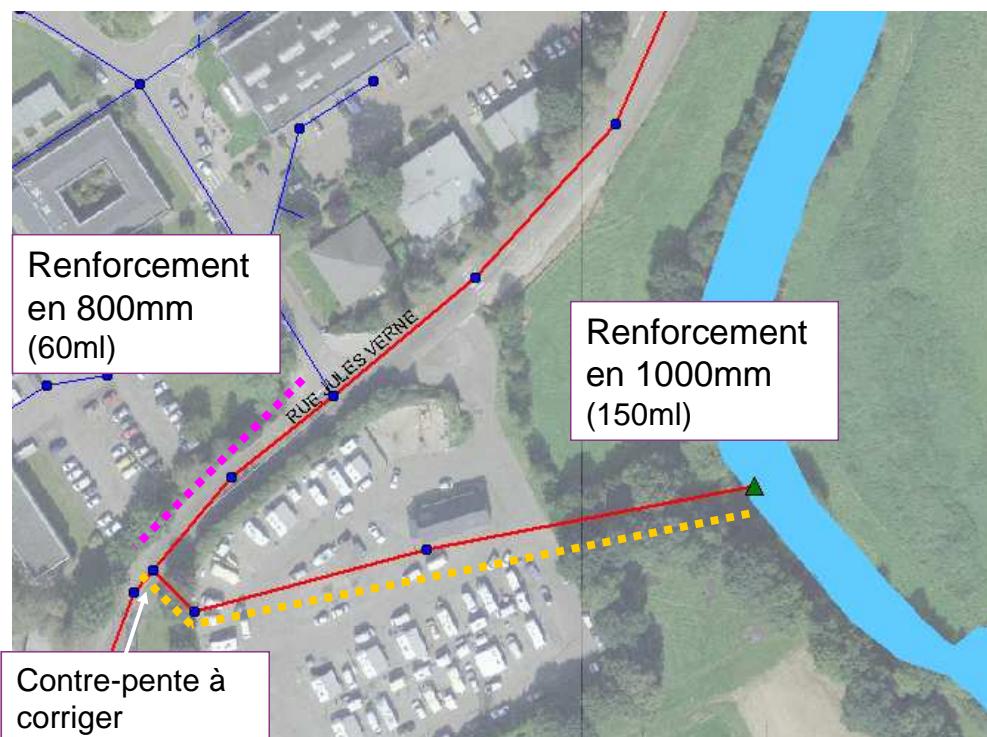


Figure 3-16 : Aménagements rue Jules Verne (amont) – solution 2

1.2.16 Aménagements route de Brest amont

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés route de Brest (secteur amont), pour la pluie de projet décennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-17) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

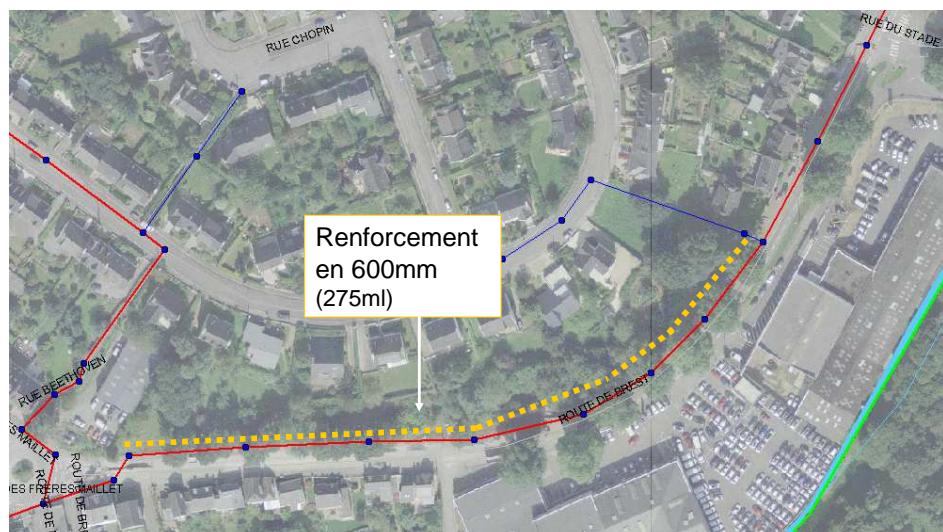


Figure 3-17 : Aménagements route de Brest - amont

1.2.17 Aménagements route de Brest aval

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés route de Brest (secteur aval), pour la pluie de projet vicennale de type orage estival. Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés (cf. figure 3-18) permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennale.

Un lever topographique précis des réseaux est préconisé avant tout travaux, afin de valider l'existence d'une contre-pente (cf. figure 3-18).

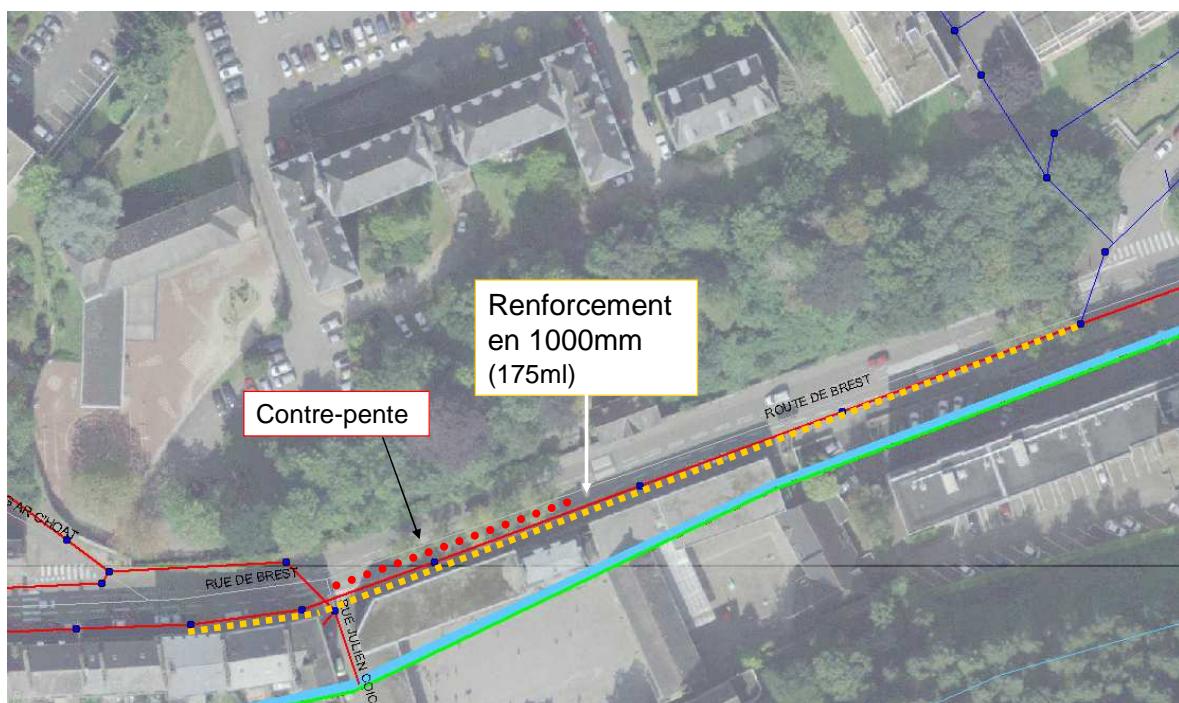


Figure 3-18 : Aménagements route de Brest - aval

1.2.18 Aménagements rue Jean Jaurès

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue Jean Jaurès pour la pluie de projet trentennale de type orage estival. Ces risques de débordements sont accentués par une contre-pente (cf. figure 3-19). Un lever topographique précis du profil en long de la canalisation concernée par les risques de débordement est préconisé avant tout travaux, afin de s'assurer de l'existence de potentielles contre-pentes, et de les corriger si possible en phase travaux.

Le secteur très urbanisé rend difficile l'implantation de systèmes de régulation type bassin de rétention. Les renforcements de canalisations proposés, associés à une optimisation de la pente des canalisations (cf. figure 3-19), permettent de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennal.

Ces travaux peuvent s'inscrire dans une politique de renouvellement des canalisations, le collecteur rue Jean Jaurès ayant été posé avant 1965 (cf. Partie 4 §).

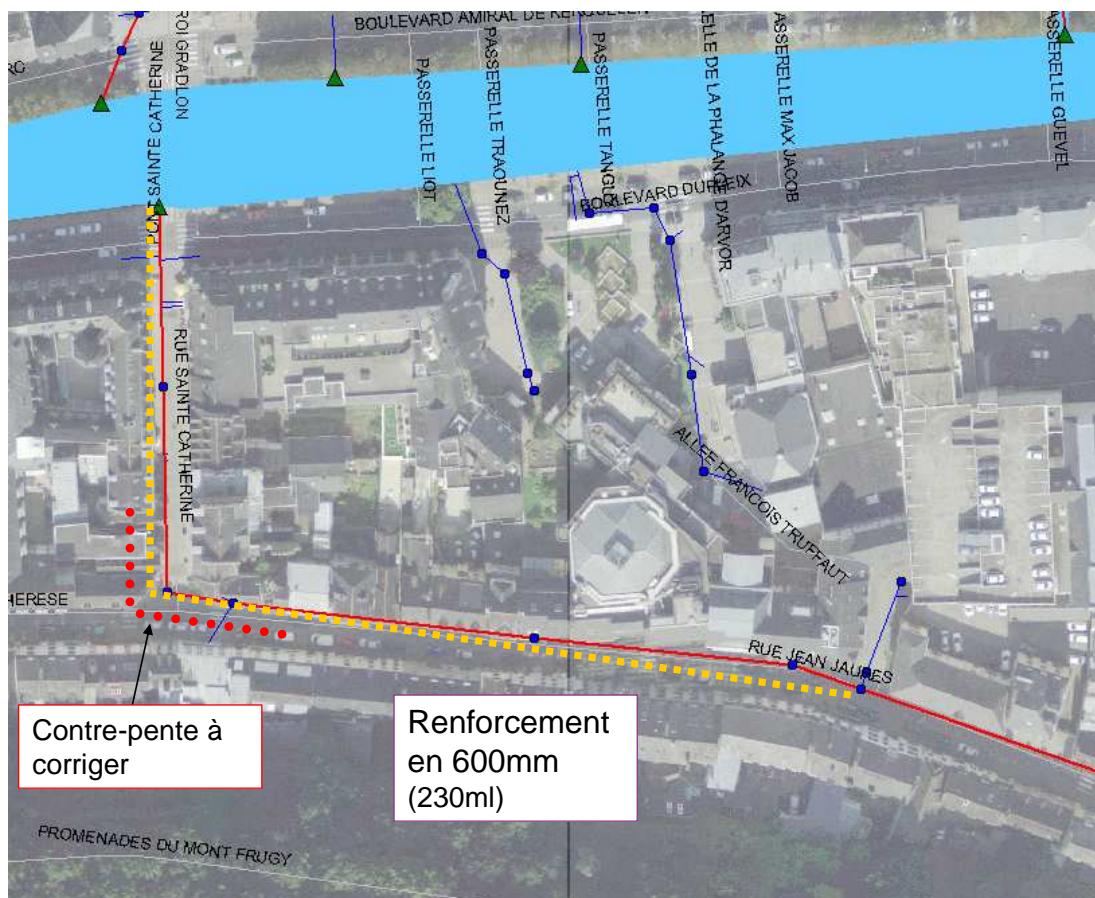


Figure 3-19 : Aménagements rue Jean Jaurès

1.2.19 Aménagements rue Albert Stephan

Le diagnostic a fait ressortir des risques de débordements des réseaux d'eaux pluviales situés rue Albert Stephan pour la pluie de projet trentennale de type orage estival.

Le renforcement d'un tronçon de canalisation en diamètre 600 mm (diamètre initial égal à 500 mm) permettrait de réduire significativement les risques de débordements à hauteur d'un événement trentennal (cf. figure 3-20).

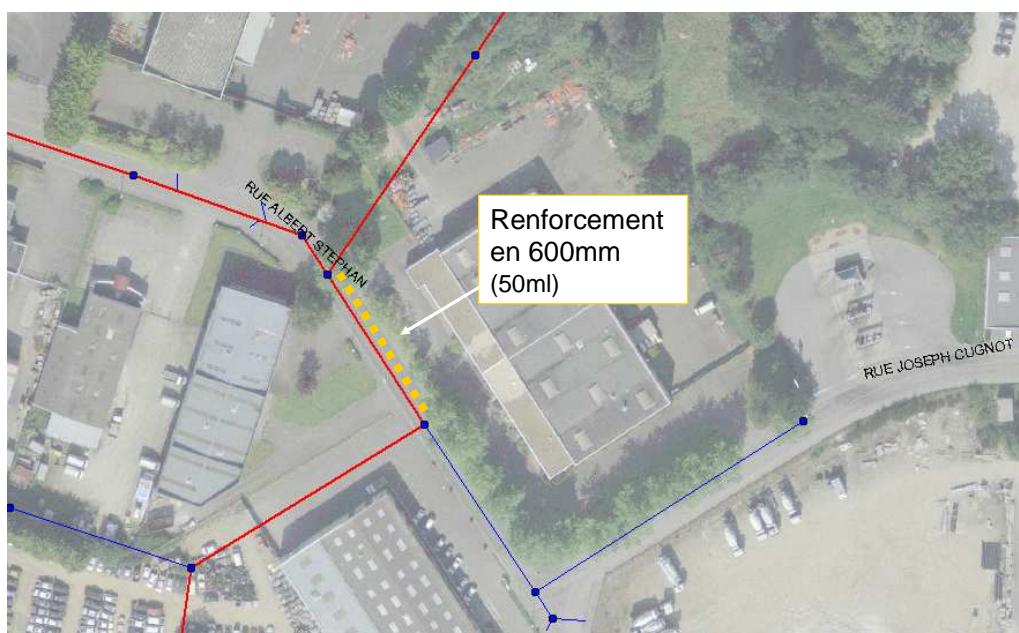


Figure 3-20 : Aménagements rue Albert Stephan

1.3 Synthèse et chiffrage des aménagements proposés

Les insuffisances hydrauliques mises en évidences lors du diagnostic des réseaux d'eaux pluviales sont présentées Partie 2. Le tableau 3-2 détaille le coût d'investissement des aménagements préconisés afin de pallier aux insuffisances hydrauliques. Les hypothèses de chiffrages sont présentées §1.1.3.

Ces aménagements n'inclus pas la réalisation de campagnes topographiques préconisées afin de combler les lacunes de la base S.I.G. des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Tableau 3-2 : Chiffrage des aménagements hydrauliques

N°	Secteur	Période de retour du débordement (de 10 ans à 30 ans)	Remarques	Aménagements proposés	canalisations			bassins de rétention		Coût travaux (€ HT)	Coût total (€HT) avec majoration 20% pour divers et imprévus	coût par secteur (€HT)	
					ancien diamètre	nouveau diamètre	Linéaire	Volume (m3)	Débit de fuite (m3/s)				
1	Avenue Ti Pont	10 ans	sensibilité du ruisseau aux apports pluviaux des zones urbanisées	Bassin de rétention à ciel ouvert	renforcement canalisation (rétrécissement Phi800 en Phi600 à supprimer)	600	800	55			35 000 €	42 000 €	424 000 €
					Bassin de rétention à ciel ouvert V=7500 m3, débit de fuite: Qf=0,17m3/s (3L/s/ha)				7500	0.17	225 000 €	270 000 €	
					canalisation de remplissage		1000	100			75 000 €	90 000 €	
					canalisation de vidange		400	60			18 000 €	22 000 €	
2	Route de Locronan	10 ans		projet en cours	projet de nouvel exutoire (Dossier loi sur l'Eau, septembre 2009)						0 €		
3	Rue de Kerivoal (du Rond Point de Kerivoal à la rue du Manoir)	10 ans		renforcement de canalisations	Renforcement de canalisation	400	600	550			275 000 €	330 000 €	390 000 €
					Ré-aménagement de l'ouvrage de délestage au niveau du rond-point de Kerivoal (Inversion du délestage)						50 000 €	60 000 €	
4	Avenue des Oiseaux	10 ans		renforcement de canalisation	Renforcement de canalisation	500	600	180			90 000 €	108 000 €	108 000 €
5	Rond point du séminaire	10ans	s'assurer de la capacité d'évacuation du fossé en aval (supérieure à 1,4m3/s), sinon le buser	renforcement de canalisation	Renforcement de canalisation	400	800	70			44 100 €	53 000 €	106 000 €
						600	800	70			44 100 €	53 000 €	
6	Route de Pont l'Abbé	10 ans	Pas de possibilité de bassin de rétention à ciel ouvert. Le renforcement de canalisations permettrait de corriger les contre-pentes (à confirmer par leviers topo)	renforcement de canalisation	renforcement canalisations	500	600	300			150 000 €	180 000 €	264 000 €
					renforcement canalisations	600	800	110			69 300 €	84 000 €	
7	Rue du Poker (Centre Commercial)	20 ans		Renforcement canalisation	renforcement canalisations	500	600	220			110 000 €	132 000 €	132 000 €
8	Avenue du Braden	10 ans	Faire lever topo au préalable pour confirmer contre-pente	renforcement et correction contre-pente	Renforcement canalisation (et correction contre-pente si avérée)	500	600	90			45 000 €	54 000 €	54 000 €
9	Vieille route de Concarneau	10 ans	protection contre le risque vicennal	renforcement de canalisations	renforcement de canalisations (correction contre-pente si avérée par leviers topo)	600	800	200			126 000 €	152 000 €	152 000 €
10	Avenue du Morbihan	10 ans	Les renforcements de canalisation limitent le risque de débordement pour la période de retour 10ans;	renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	300	600	200			100 000 €	120 000 €	216 000 €
					renforcement de canalisations (optimiser la pente des canalisations)	400	500	200			80 000 €	96 000 €	
11	Avenue de la Libération	10 ans		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations (corriger les contre-pentes si avérées par leviers topo)	600	800	350			221 000 €	266 000 €	518 000 €
					renforcement de canalisations	600	1000	280			210 000 €	252 000 €	
12	Rue de la Fontaine	10 ans		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	500	600	250			125 000 €	150 000 €	207 000 €
					renforcement de canalisations	600	800	75			47 000 €	57 000 €	
13	Rue docteur Picquenard	10 ans		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	400	1000	700			525 000 €	630 000 €	630 000 €
14	Rue Jules Verne	10 ans	vérifier que tout le bassin versant d'apport est bien raccordé au réseau d'eaux pluviales	Renforcement de canalisations	Renforcement de canalisations	300	800	300			189 000 €	227 000 €	227 000 €
15	Rue Jules Verne (amont)	10 ans	2 variantes; Levers topo à prévoir pour vérifier contre-pente en amont direct de l'exutoire;	Variante 1: renforcement de canalisations	Renforcement de canalisations	300 et 400	800	60			37 800 €	46 000 €	182 000 €
					Renforcement de canalisations	600	1000	150			113 000 €	136 000 €	
16	Route de Brest amont	10 ans		renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (et optimisation de la pente)	500	600	275			138 000 €	166 000 €	166 000 €
						800	1000	175			131 000 €	158 000 €	
17	Route de Brest aval	20 ans	Faire lever topo au préalable pour confirmer contre-pente	renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (avec correction contre-pente)	800	1000	175			131 000 €	158 000 €	158 000 €
18	Rue Jean Jaurès	30 ans	Existence de contre-pentes: Canalisation ancienne (pose antérieure à 1965);	renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (canalisation ancienne)	500	600	230			115 000 €	138 000 €	138 000 €
19	rue Albert Stephan	20 ans		renforcement canalisations	Renforcement de canalisations	500	600	50			25 000 €	30 000 €	30 000 €

E:\BLe_Projets\IC_Quimper08PHY016\Technique\calculs\MODELISATION\Modèle complet\Projets\BLE_Cahier_Modalisation.xls|RAPPORT_sol-28-02-2010_v2

Proposition d'aménagements qualité

2.1 Présentation générale

2.1.1 Dispositifs de traitement des pollutions chroniques des eaux pluviales

L'objectif des aménagements préconisés est le traitement des pollutions chroniques des eaux pluviales (paramètres MES et DCO). Les principaux dispositifs de traitement existants sont :

- ✓ les fossés enherbés (traitement par écoulement lent le long du parcours hydraulique permettant décantation et filtration de la pollution particulaire),
- ✓ les chutes et cascadelles (oxygénéation de l'eau pouvant entraîner un abaissement de la concentration en DCO),
- ✓ les bassins de décantation (en eau, à sec ou lamellaires),
- ✓ les filtres (en général à l'aval de bassins de décantation, pour filtrer les particules les plus fines).

L'emprise au sol de ces dispositifs rend souvent difficile leur intégration a posteriori, c'est à dire après urbanisation du secteur concerné. En particulier, les dispositifs de type fossés enherbés et cascadelles peuvent être préconisés lors de l'aménagement de zones d'urbanisation future.

Dans le cadre du Schéma Directeur, les dispositifs de traitement préconisés dans les secteurs déjà lotis sont des bassins de décantation. Le type de bassin, à ciel ouvert ou lamellaire enterré, dépend principalement des contraintes foncières du site d'implantation. Afin d'optimiser la proportion de pollution captée, les aménagements préconisés doivent collecter la plus grande surface de bassin versant, i.e. se situer à proximité de l'exutoire. Cette contrainte technique impose des contraintes de disponibilité foncière, de travaux et d'entretien des installations, les exutoires étant généralement situés à proximité de zones urbaines denses.

2.1.2 Méthodologie de dimensionnement et hypothèses de chiffrage des travaux

Le nombre important d'exutoires des réseaux d'eau pluviale de la Ville de QUIMPER rend peu réaliste la mise en place d'un dispositif de dépollution sur chaque exutoire.

Le diagnostic de l'impact des rejets d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER a permis de hiérarchiser les exutoires en fonction de leur impact sur la qualité de l'Odet (pour les paramètres MES et DCO). Ainsi, des aménagements sont proposés pour les 10 exutoires « les plus polluants », qui contribuent à plus de **50 %** de l'augmentation des concentrations en MES et DCO de l'Odet, à la traversé de la Ville de QUIMPER (cf. Partie 2 figure 2-30 et tableau ci-dessous).

Tableau 3-3 : Liste des exutoires « les plus polluants »

Rang	Exutoire	Apport moyen à l'Odet en concentration en DCO (1)	Remarques
1	20008	10%	bassin versant du ruisseau Keriner
2	20067	10%	bassin versant de la rivière Frouet
3	20040	6%	bassin versant du ruisseau Kermabeuzen
4	20165	6%	bassin versant de la rivière Kerbieta
5	20132	4%	
6	20131	4%	
7	20019	3%	
8	20127	3%	
9	20104	3%	
10	20113	3%	
TOTAL		52%	
(1) poids de l'exutoire dans l'apport de l'ensemble des exutoires			

Le rendement épuratoire sur les MES des ouvrages de décantation dépend principalement de la vitesse de chute des particules pour laquelle ils sont dimensionnés (cf. figure 3-21). Plus la vitesse de chute est faible, plus les dimensions du bassin de décantation sont importantes. Les ouvrages de dépollution des eaux pluviales sont généralement dimensionnés pour une vitesse de chute des particules de l'ordre de 1 m/h, assurant ainsi un taux d'abattement des MES de 80 %.

Enfin, le chiffrage des aménagements préconisés est présenté §2.3.

Remarque : les contraintes très variables de réalisation des ouvrages, en particulier des décanteurs lamellaires en milieu urbain, rendent difficile l'estimation de coûts de travaux. Le bordereau de prix unitaires utilisé pour le chiffrage des ouvrages de décantation lamellaire est présenté en figure 3-22.

Vitesse de chute (m/h)	Rendement (en %)
0.01	100
0.1	95
0.5	88
1	80
5	60
10	40
50	15

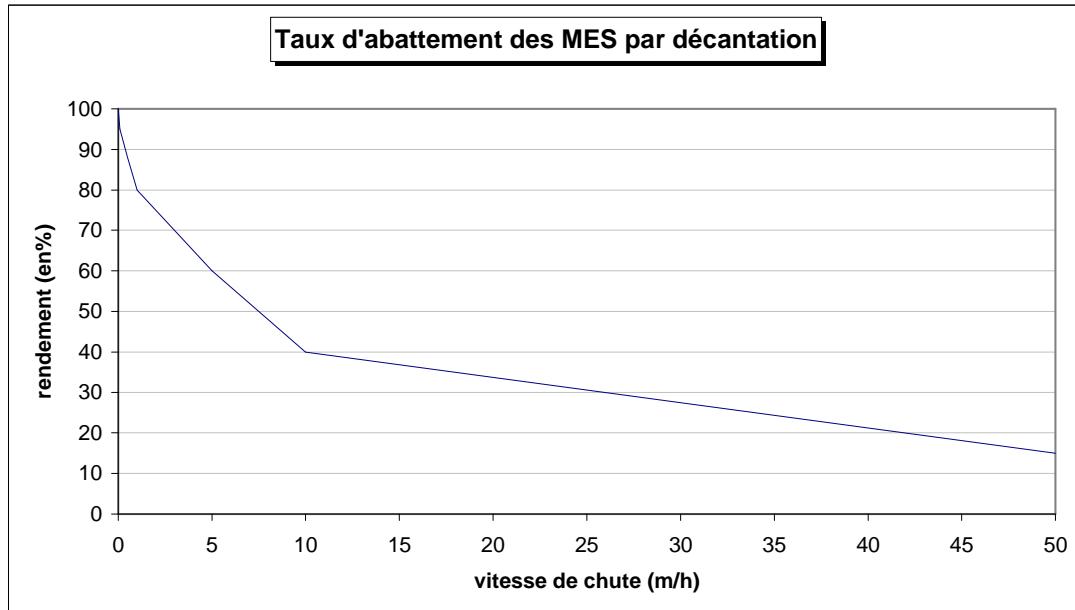


Figure 3-21 : Taux d'abattement des MES par décantation en fonction de la vitesse de chute de dimensionnement de l'ouvrage de traitement

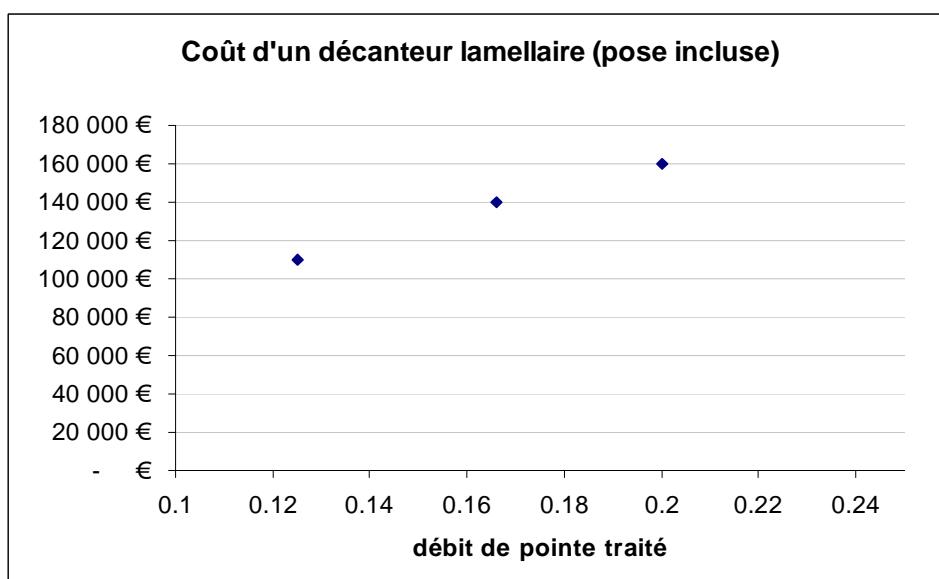


Figure 3-22 : Coût d'un décanteur lamellaire – pose inclue

2.2 Propositions d'aménagements

2.2.1 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20008 (ruisseau de Keriner)

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20008 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Les aménagements proposés ci-dessous consistent à diriger une partie des eaux pluviales du bassin versant de l'exutoire 20008 vers le bassin à marée Palludec.

La figure 3-23 présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le bassin du Palludec, en fonction du débit de pointe dirigé vers le bassin.

La mise en place d'un ouvrage de délestage sur les 2 canalisations de diamètre 1 400 mm, autorisant le transfert des effluents vers le bassin du Palludec pour un débit maximal total de $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait l'interception de 90% du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20008. Ce débit permet une vitesse de chute de 1 m/h, soit un taux d'abattement du bassin du Palludec de 80 % (cf. figure 3-21). Au final, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant de l'exutoire 20008 sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

Le tableau 3-4 et la figure 3-24 présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis du radier des 2 canalisations de diamètre 1 400 mm, du rond-point de Ludugris, à l'Odet.**

La dérivation d'une partie des eaux de ruissellement du bassin versant de l'exutoire 20008 dans le bassin à marée Palludec impose l'installation d'un poste de pompage afin d'assurer la vidange du bassin lors d'événements pluvieux rares concomitants à une marée haute. La capacité du poste de pompage a été dimensionnée à $1\,000 \text{ m}^3/\text{h}$ pour éviter tout débordement du bassin Palludec pour un événement trentennal.

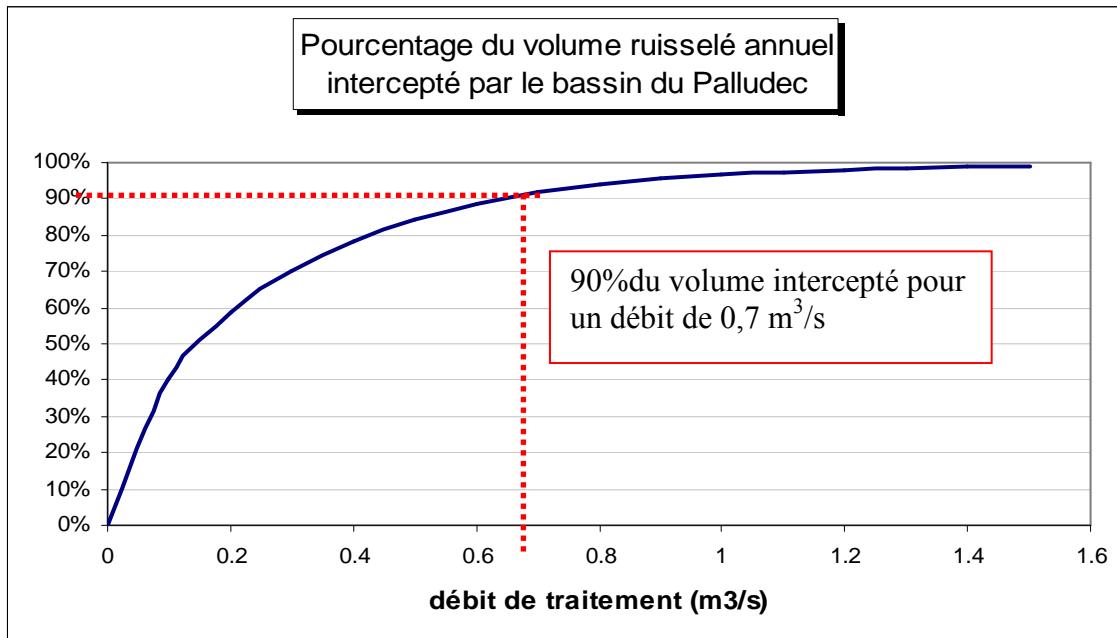


Figure 3-23 : Pourcentage du volume ruisselé annuel intercepté par le bassin du Palludec

Tableau 3-4 : Liste des aménagements qualité à proximité du Palludec

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements des 2 canalisations de diamètre 1400 mm préférentiellement vers le bassin Palludec, jusqu'à un débit de 0,7 m3/s
2	Canalisation de remplissage du bassin Palludec (diamètre 800 mm pour une pente moyenne de 0,3%) – 120 ml
3	Station de pompage du bassin Palludec vers l'Odet (capacité 1000 m3/h)

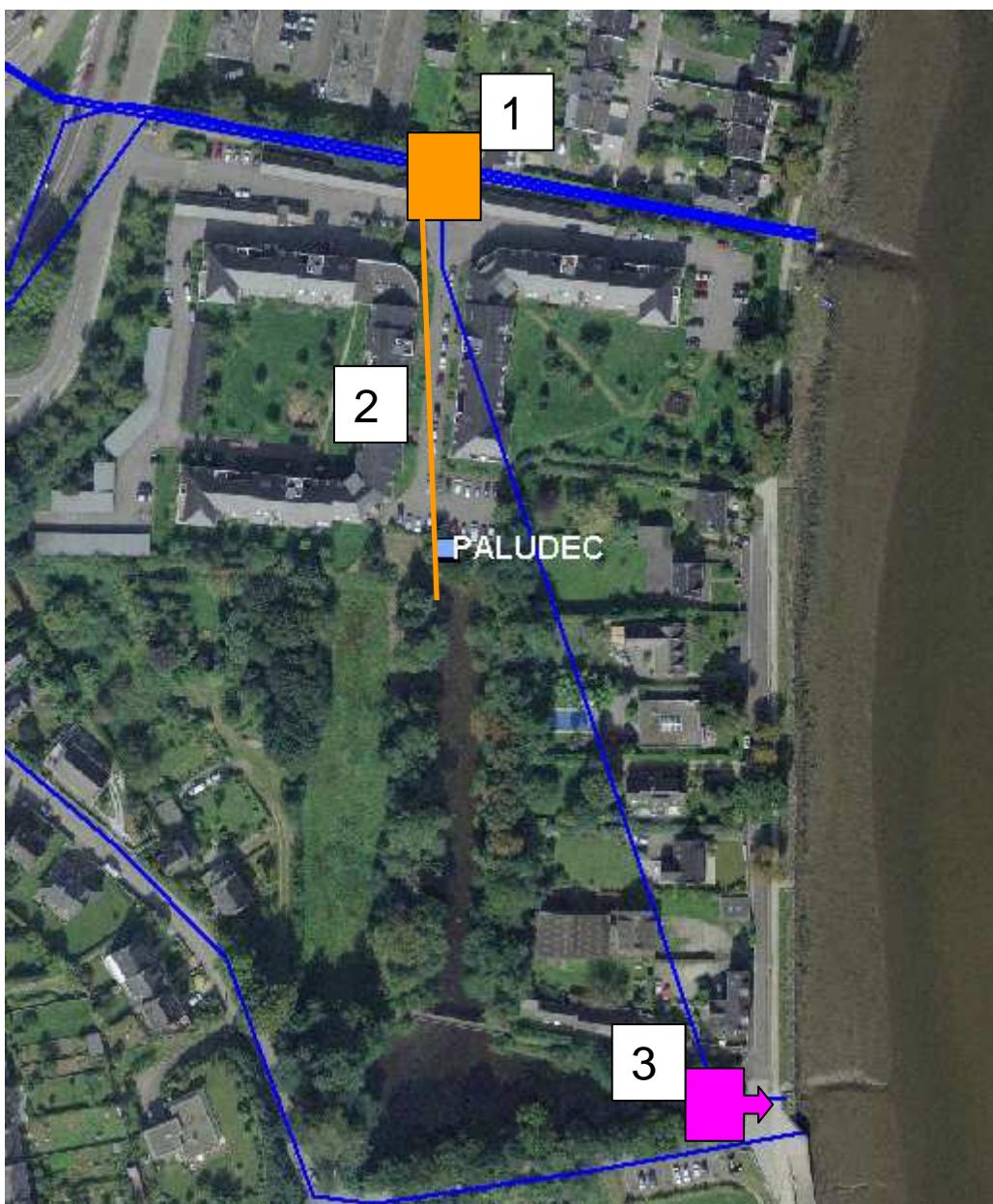


Figure 3-24 : Présentation des aménagements qualité à proximité du Palludec

2.2.2 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20067 (rivière Froult)

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20067 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous. Néanmoins, les contraintes de réalisation de l'ouvrage, en particulier le raccordement au Froult (tronçon maçonné en amont de l'exutoire 20067), et les contraintes de chantier et d'exploitation dans un secteur urbain particulièrement dense (emplacement de l'ouvrage rue de Juniville) recommande la plus grande prudence sur la faisabilité d'un tel aménagement, et l'applicabilité des ratios de chiffrage au stade de la présente étude.

La figure 3-25 présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le décanteur lamellaire, en fonction du débit de pointe de dimensionnement de l'ouvrage.

La mise en place d'un ouvrage de répartition des effluents sur le Froult, autorisant le transfert des effluents vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20067. Avec un taux d'abattement de 80 %, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Froult sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

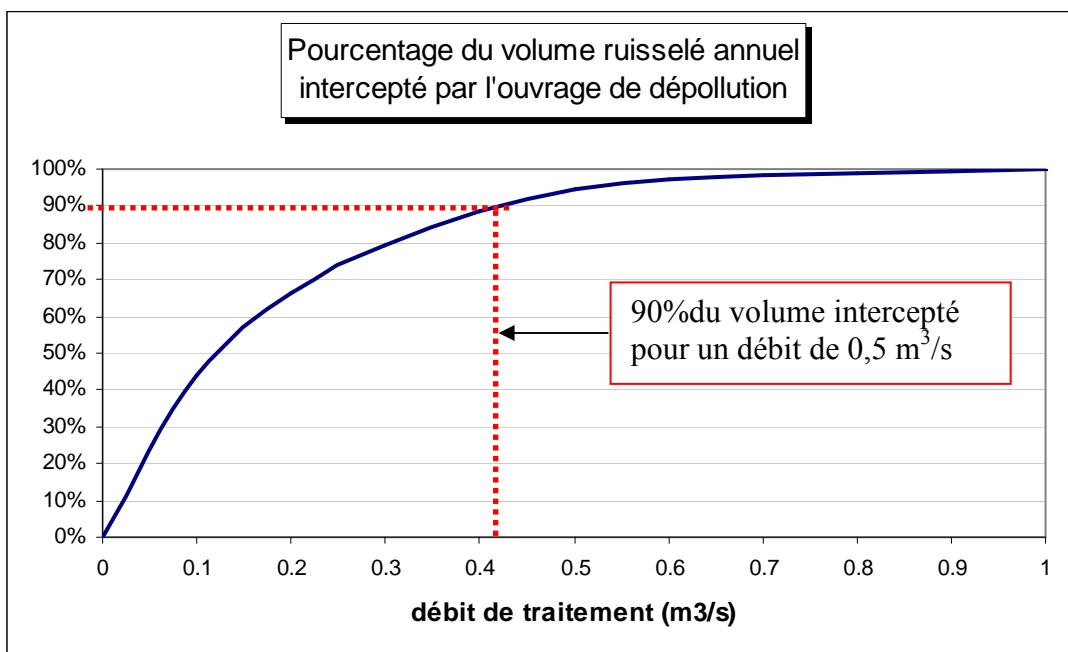


Figure 3-25 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution

Le tableau et la figure ci-dessous présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.** Un poste de refoulement d'une capacité de 1 800 m³/h pourrait s'avérer nécessaire en fonction de la profondeur d'installation du système de décantation.

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements du Frouet préférentiellement vers le décanteur lamellaire, jusqu'à un débit de 0,5 m ³ /s
2	Système de décantation lamellaire permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de 0,5 m ³ /s (3 décanteurs de capacité 160 L/s, emprise totale : L=20m, l=15m, p=6m)

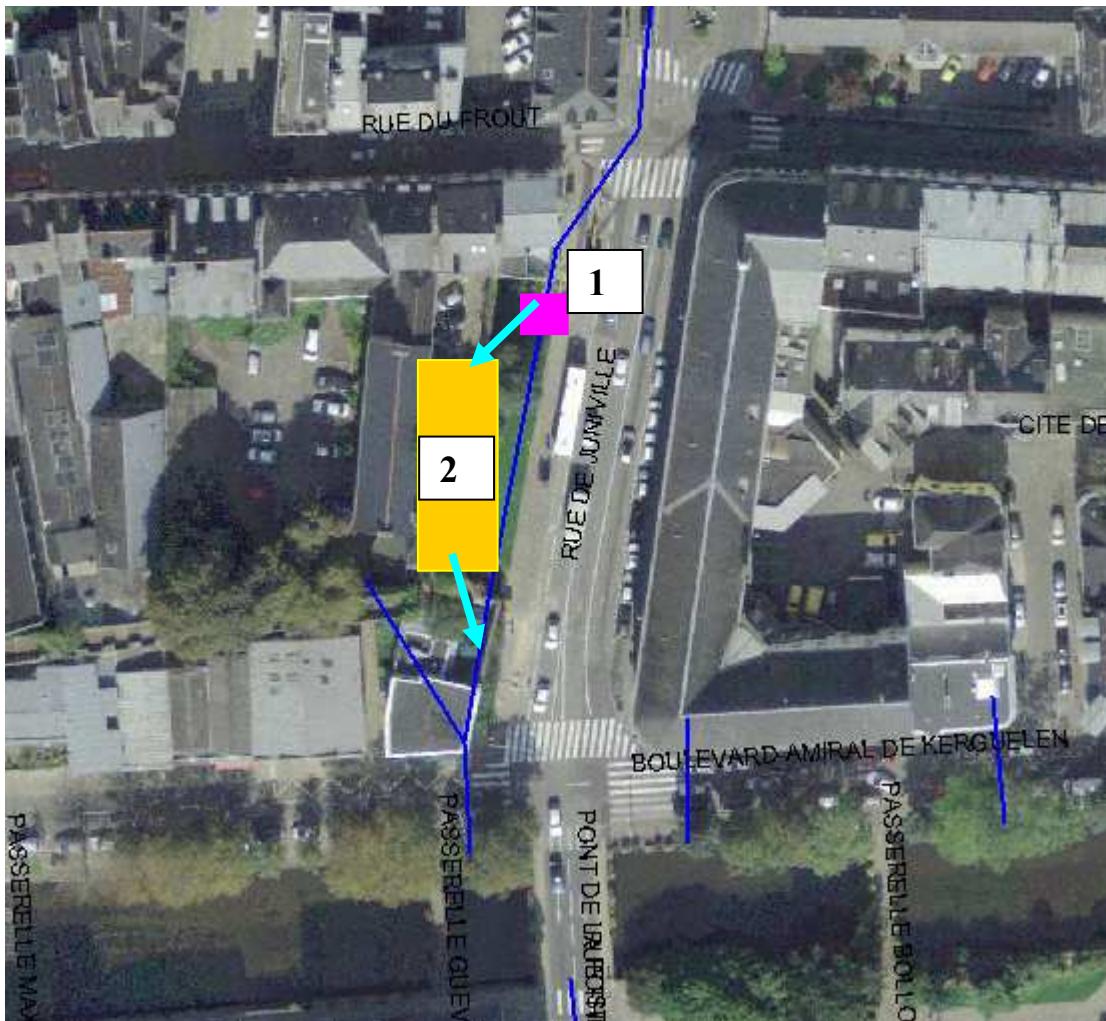


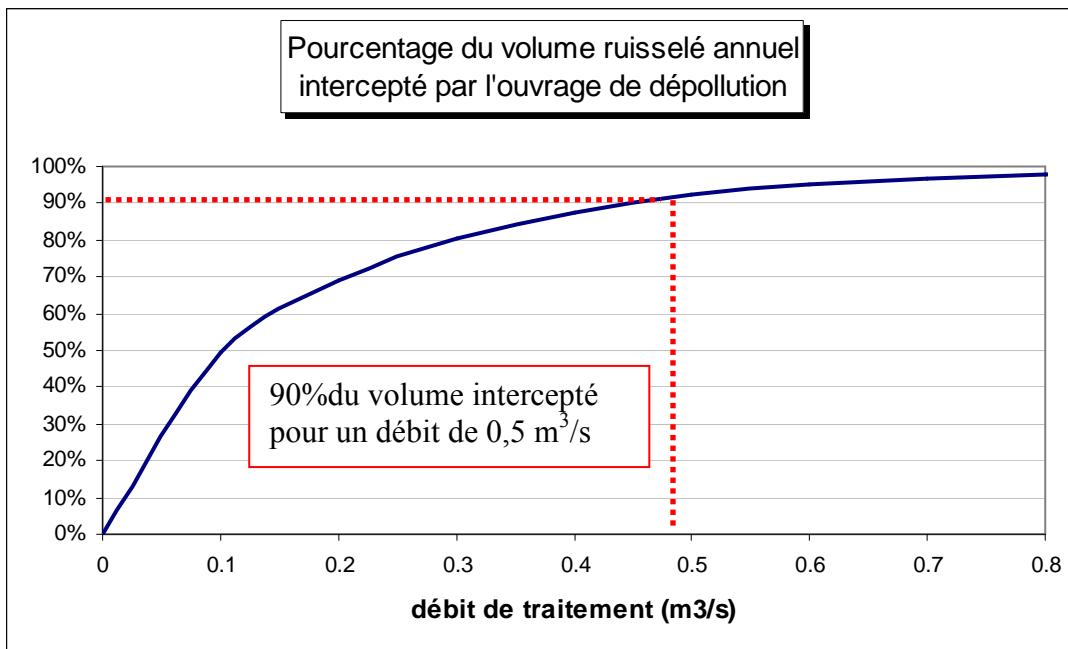
Figure 3-26 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire du Frouet

2.2.3 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20040 (ruisseau Kermabeuzen)

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20040 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous. Néanmoins, **aucun emplacement n'a été identifié permettant la réalisation de l'aménagement à proximité de l'exutoire (rue du Moulin Vert).**

La figure ci-dessous présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le décanteur lamellaire, en fonction du débit de pointe de dimensionnement de l'ouvrage.

La mise en place d'un ouvrage de répartition des effluents en amont de l'ouvrage de décantation, autorisant le transfert des effluents vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20040. Avec un taux d'abattement de 80 %, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Frout sur l'Odet (paramètres MES et DCO).



2.2.4 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20165 (rivière Kerbietat)

Le diagnostic hydraulique des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER montre une insuffisance hydraulique au niveau de l'Avenue Ti Pont. Des risques de débordements apparaissent dès la pluie décennale. Afin de limiter ces risques, une solution proposée est la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert (cf. figure 3-27). Cette solution au problème hydraulique contribuerait de façon significative à l'amélioration de l'impact qualité des réseaux d'eaux pluviales sur la rivière Kerbieta et l'Odet. En effet, sur la base d'une emprise d'environ $4\,000\text{ m}^2$, le bassin permettrait la décantation des particules ayant une vitesse de chute inférieure à 1 m/h pour 90% du volume d'eaux pluviales ruisselé, soit un abattement de 80 % des concentrations en MES et DCO des eaux pluviales collectées.

Au final, l'aménagement préconisé permettrait de réduire d'environ 70 % l'impact qualité du bassin versant de l'exutoire 20165 sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

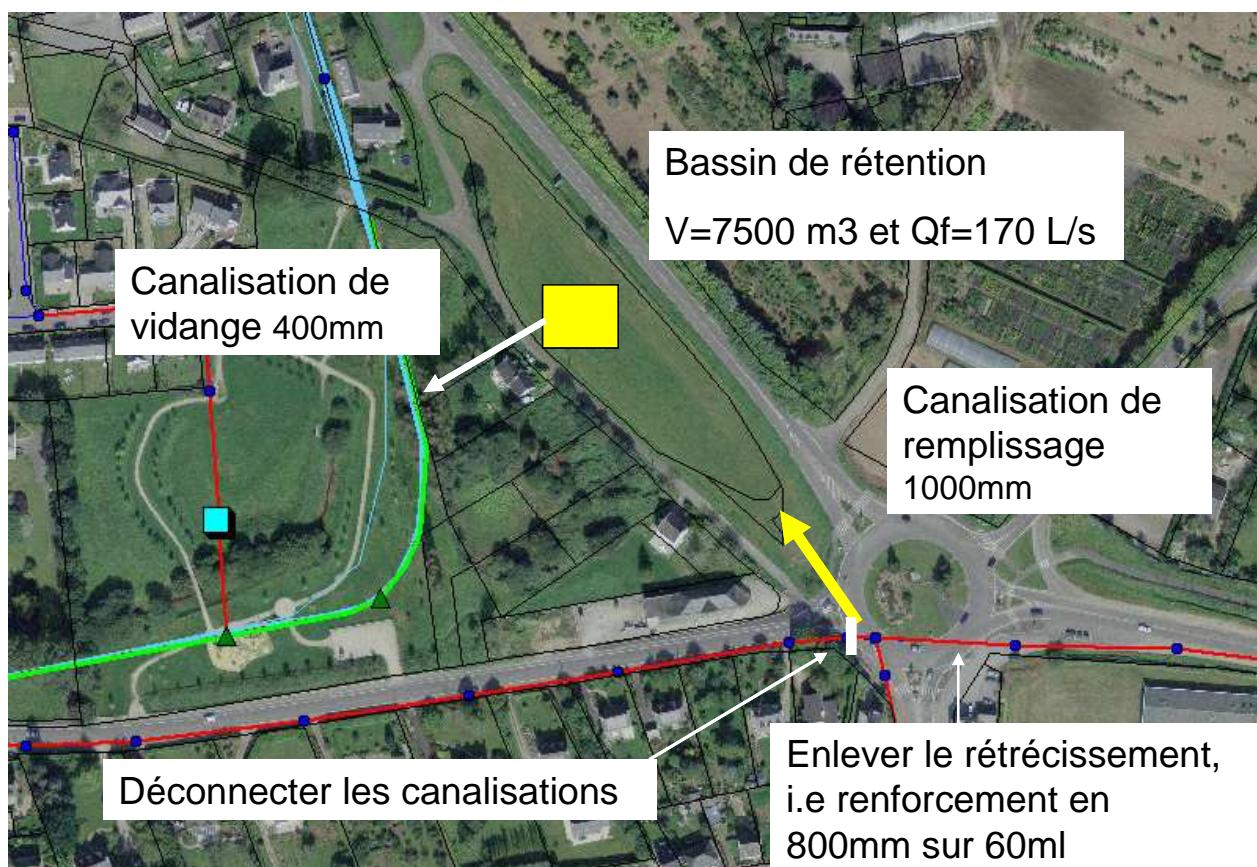


Figure 3-27 : Présentation des aménagements qualité sur le bassin versant de l'exutoire 20165

2.2.5 Aménagements sur les bassins versants des exutoires 20131 et 20132

L'exutoire 20132 correspond au rejet d'un ruisseau dans l'anse de Toulven. Cet exutoire collecte les eaux de ruissellement du bassin versant de l'exutoire 20131. Plusieurs étendues d'eau existent à proximité du ruisseau (amont et aval immédiat de la route de Bénodet). En l'absence d'information sur le fonctionnement-hydraulique des étendues d'eau, on suppose que le ruisseau ne transite pas par ces dernières (donc pas d'hypothèse d'abattement de la pollution par décantation).

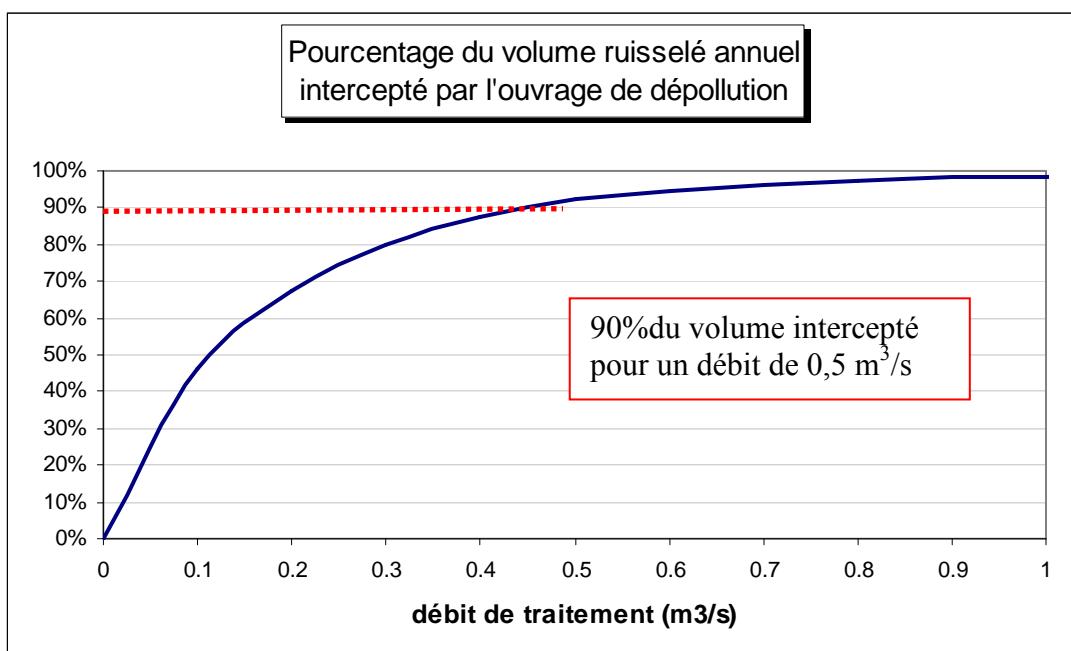
Les aménagements proposés ci-dessous consistent à diriger une partie des eaux pluviales du ruisseau vers un bassin de rétention à ciel ouvert et en eau.

La figure ci-après présente le pourcentage du volume annuel ruisselé transitant par le bassin de rétention de décantation projeté, en fonction du débit de pointe dirigé vers le bassin.

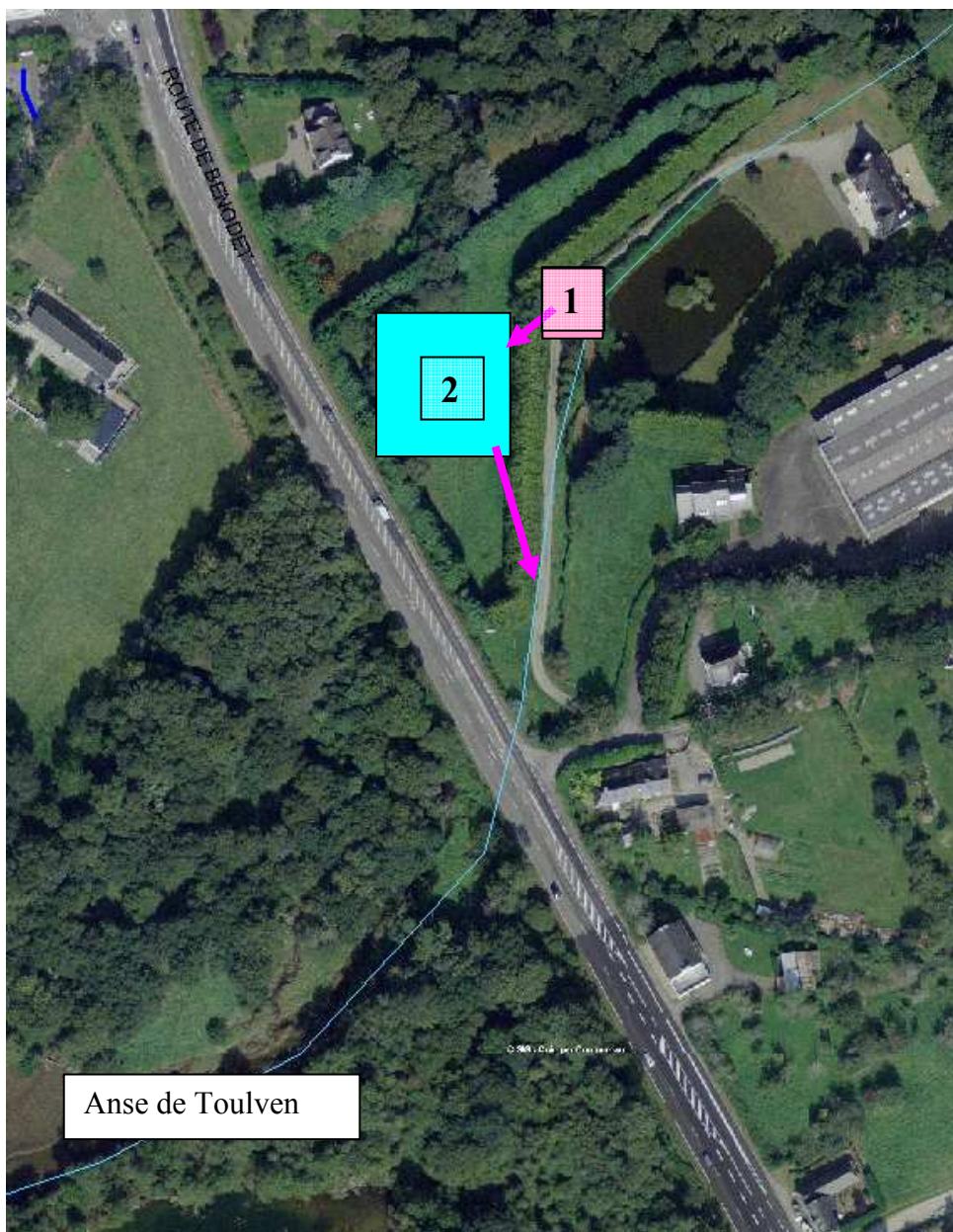
La mise en place d'un ouvrage de délestage sur le ruisseau, autorisant le transfert des eaux de ruissellement vers le bassin de décantation pour un débit maximal de $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait l'interception de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par le ruisseau dans l'anse de Toulven.

La surface de décantation du bassin est calculée afin de permettre la décantation des particules ayant une vitesse de chute de 1 m/h, soit un taux d'abattement du bassin de 80 % (cf. figure 3-21). Au final, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du ruisseau sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

Le tableau et la figure ci-dessous présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.**



Aménagements	
1	Ouvrage de délestage: ouvrage maçonner avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements du ruisseau préférentiellement vers le bassin en eau, jusqu'à un débit de 0,25 m ³ /s
2	Bassin en eau d'une surface de décantation de 1 800 m ² , permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de 0,50 m ³



2.2.6 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20019

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20019 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous. Néanmoins, les contraintes de réalisation de l'ouvrage, de chantier et d'exploitation dans un secteur urbain particulièrement dense (emplacement de l'ouvrage rue Max Jacob et square des Acadiens) recommande la plus grande prudence sur la faisabilité d'un tel aménagement, et l'applicabilité des ratios de chiffrage au stade de la présente étude.

La figure ci-dessous présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le décanteur lamellaire, en fonction du débit de pointe de dimensionnement de l'ouvrage.

La mise en place d'un ouvrage de délestage sur les 2 canalisations de diamètre 1 000 mm et 800 mm, vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,25 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20019. Avec un taux d'abattement de 80 %, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Frouet sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

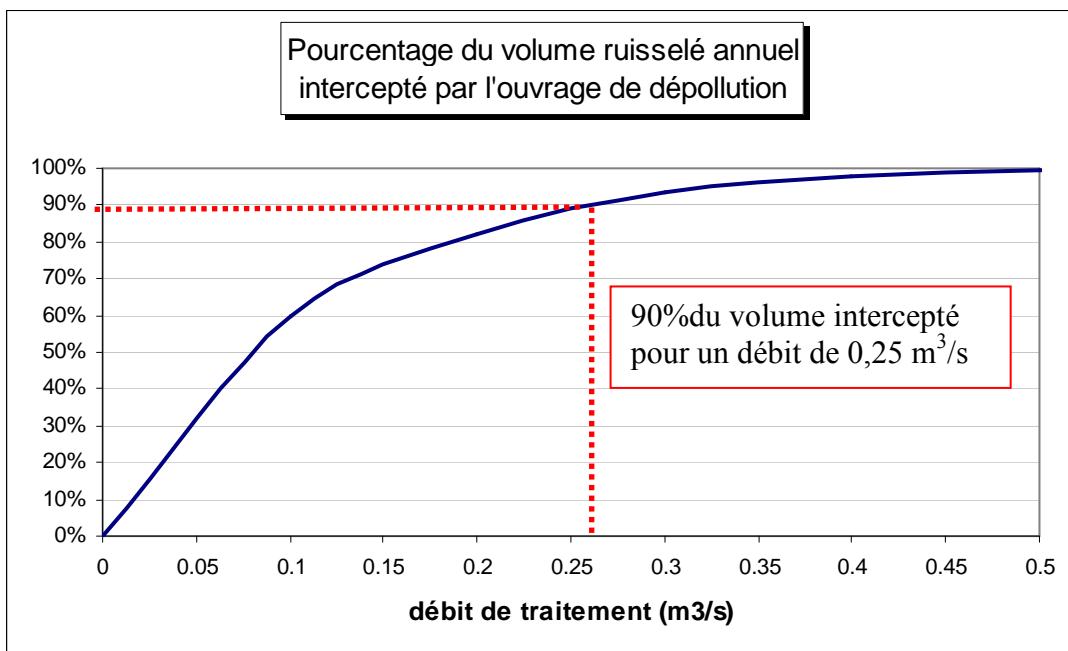


Figure 3-28 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution

Le tableau et la figure ci-après présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.** Un poste de refoulement d'une capacité de 900 m³/h pourrait s'avérer nécessaire en fonction de la profondeur d'installation du système de décantation.

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements préférentiellement vers le décanteur lamellaire, jusqu'à un débit de 0,25 m ³ /s
2	Système de décantation lamellaire permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de 0,25 m ³ /s (1 décanteur de capacité 250 L/s, emprise totale : L=10m, l=5m, p=6m)



Figure 3-29 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20019

2.2.7 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20127

Afin de traiter 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20127, la surface du bassin de décantation à ciel ouvert et en eau est de 750 m^2 , pour un débit traité maximal de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (cf. figure ci-dessous). Une telle surface ne semble difficilement disponible à l'amont immédiat de l'exutoire. Ainsi, un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous.

La mise en place d'un ouvrage de délestage sur la canalisation de diamètre 1 200 mm, vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20127. Avec un taux d'abattement de 80 %, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Frouet sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

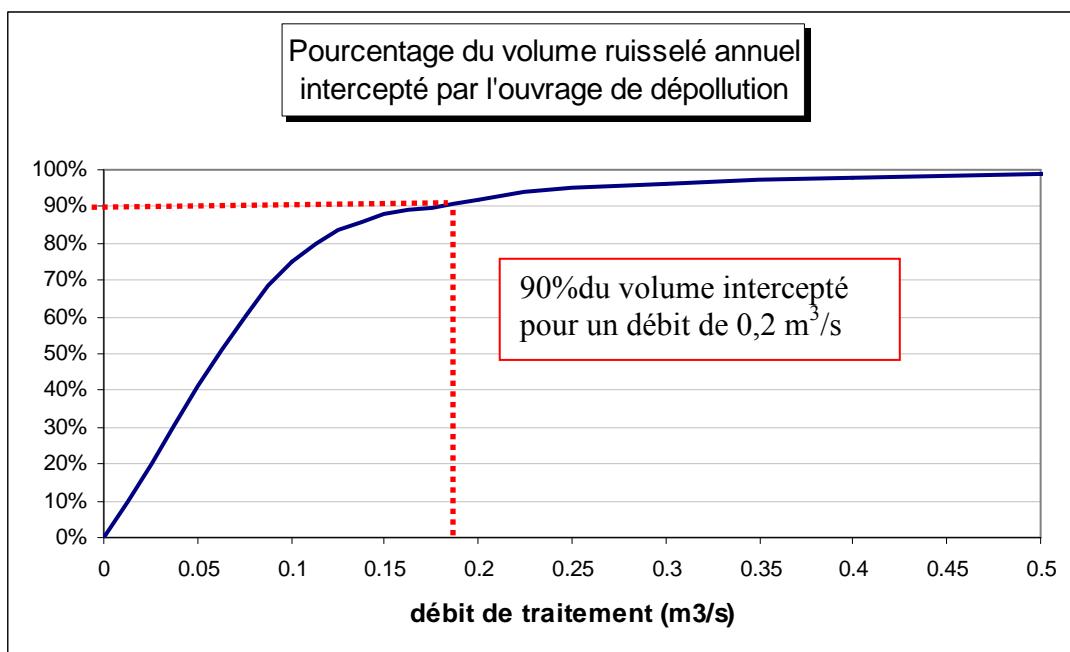


Figure 3-30 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution

Le tableau et la figure ci-après présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.** Un poste de refoulement d'une capacité de 720 m³/h pourrait s'avérer nécessaire en fonction de la profondeur d'installation du système de décantation.

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements préférentiellement vers le décanteur lamellaire, jusqu'à un débit de 0,2 m ³ /s
2	Système de décantation lamellaire permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de 0,2 m ³ /s (1 décanteur de capacité 200 L/s, emprise totale : L=10m, l=5m, p=6m)

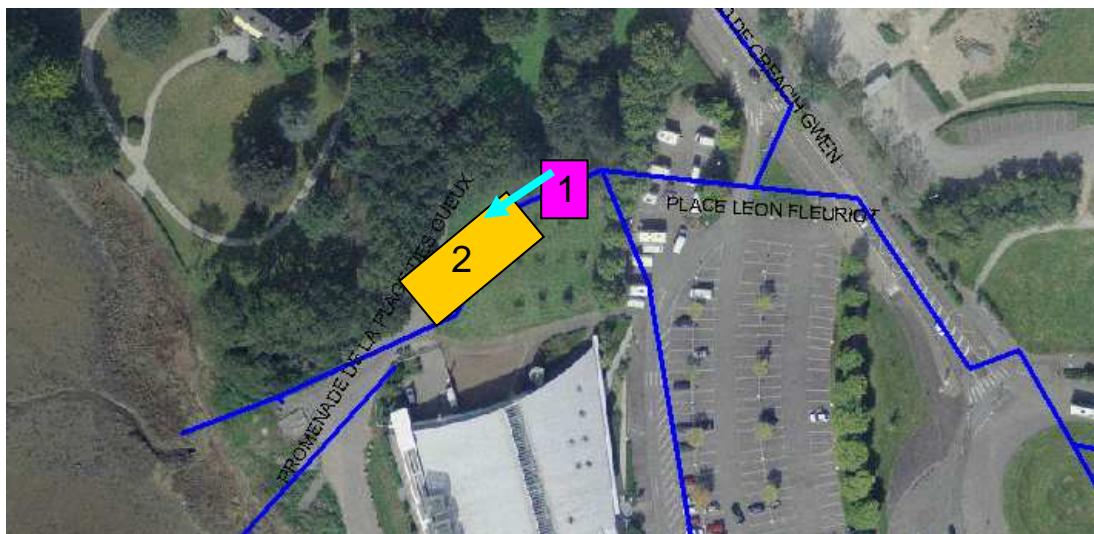


Figure 3-31 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20127

2.2.8 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20104

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20104 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous. Néanmoins, les contraintes de réalisation de l'ouvrage, de chantier et d'exploitation dans un secteur urbain particulièrement dense (emplacement de l'ouvrage rue Kerhuel) recommande la plus grande prudence sur la faisabilité d'un tel aménagement, et l'applicabilité des ratios de chiffrage au stade de la présente étude.

La figure ci-après présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le décanteur lamellaire, en fonction du débit de pointe de dimensionnement de l'ouvrage.

La mise en place d'un ouvrage de délestage sur la canalisation de diamètre 1 500 mm, vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20019. Avec un taux d'abattement de 80%, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Frout sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

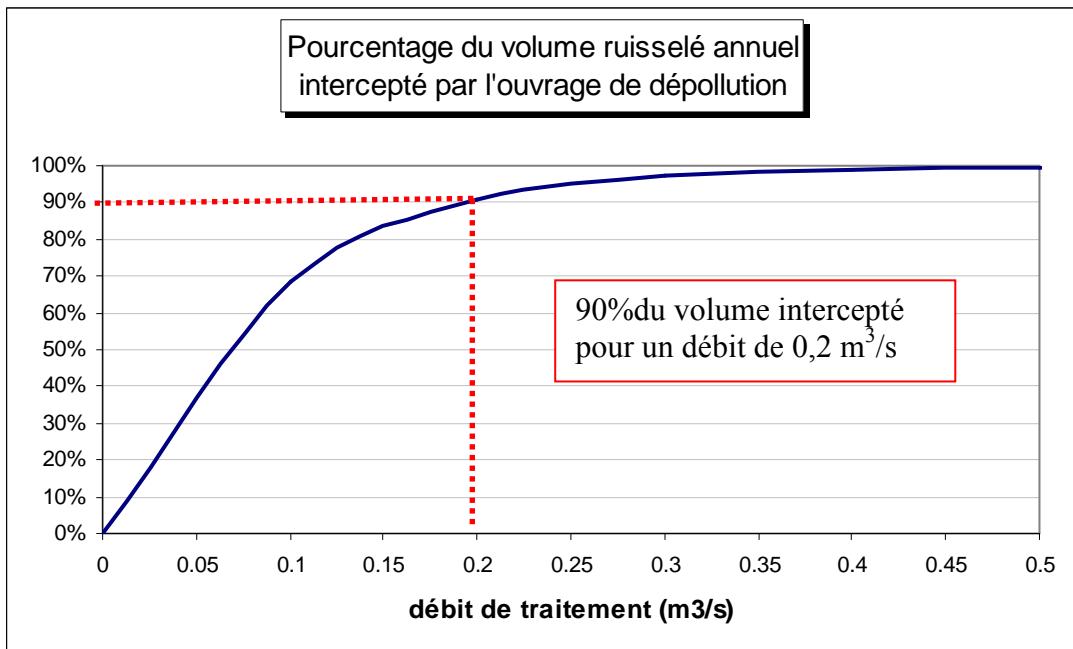


Figure 3-32 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution

Le tableau et la figure ci-après présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.** Un poste de refoulement d'une capacité de $720 \text{ m}^3/\text{h}$ pourrait s'avérer nécessaire en fonction de la profondeur d'installation du système de décantation.

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements préférentiellement vers le décanteur lamellaire, jusqu'à un débit de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$
2	Système de décantation lamellaire permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (1 décanteur de capacité 20 L/s, emprise totale : L=10m, l=5m, p=6m)

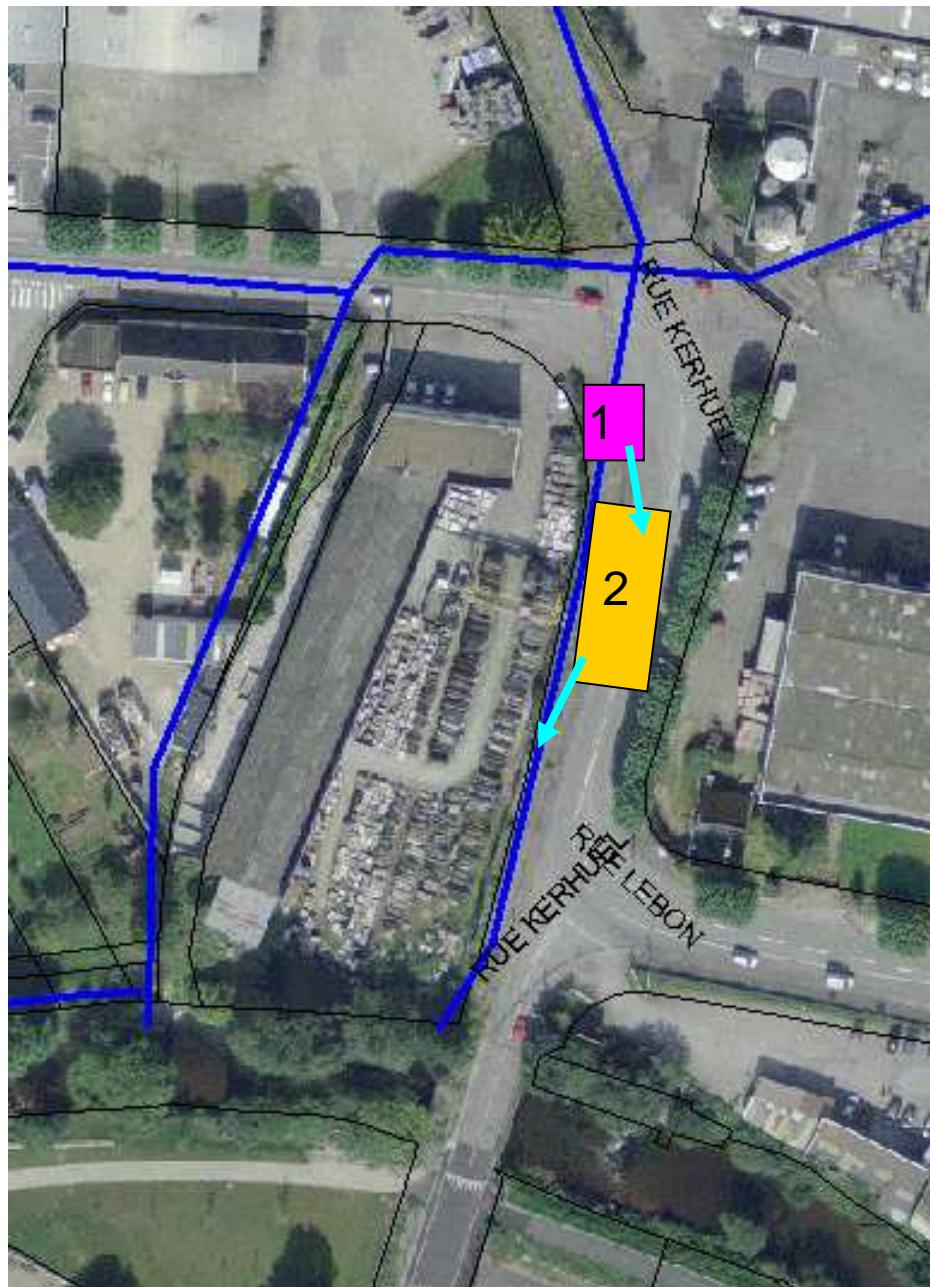


Figure 3-33 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20104

2.2.9 Aménagements sur le bassin versant de l'exutoire 20113

La densité du tissu urbain en amont immédiat de l'exutoire 20113 ne permet pas la réalisation d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Un système de décantation lamellaire est dimensionné et chiffré ci-dessous. Néanmoins, les contraintes de réalisation de l'ouvrage, de chantier et d'exploitation dans un secteur urbain particulièrement dense (emplacement de l'ouvrage parking rue de la Gare) recommande la plus grande prudence sur la faisabilité d'un tel aménagement, et l'applicabilité des ratios de chiffrage au stade de la présente étude.

La figure ci-après présente le pourcentage du volume ruisselé transitant par le décanteur lamellaire, en fonction du débit de pointe de dimensionnement de l'ouvrage.

La mise en place d'un ouvrage de délestage sur la canalisation de diamètre 1 000 mm, vers le décanteur lamellaire pour un débit maximal de $0,15 \text{ m}^3/\text{s}$, permettrait le traitement de 90 % du volume annuel d'eaux pluviales rejeté par l'exutoire 20113. Avec un taux d'abattement de 80%, l'aménagement préconisé permettrait de réduire de 70 % l'impact qualité du bassin versant du Frout sur l'Odet (paramètres MES et DCO).

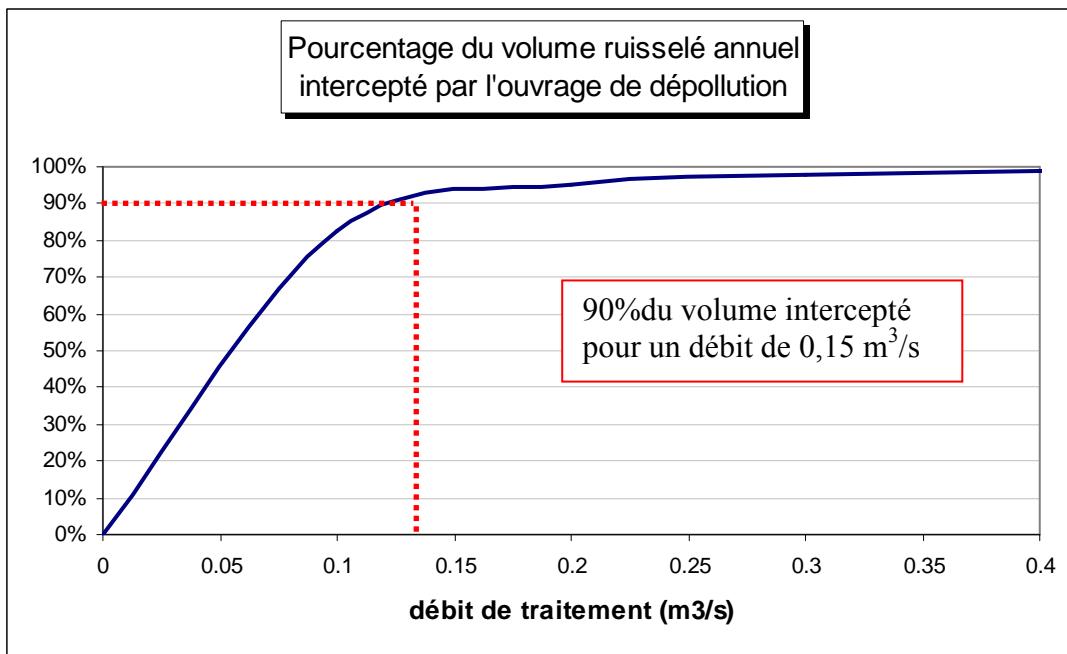


Figure 3-34 : Pourcentage du volume annuel ruisselé intercepté par l'ouvrage de dépollution

Le tableau et la figure ci-après présentent le détail des aménagements proposés. **La faisabilité de ces aménagements devra être confirmée par des leviers topographiques précis et des études géotechniques.** Un poste de refoulement d'une capacité de 540 m³/h pourrait s'avérer nécessaire en fonction de la profondeur d'installation du système de décantation.

Aménagements	
1	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux permettant d'orienter les écoulements préférentiellement vers le décanteur lamellaire, jusqu'à un débit de 0,15 m ³ /s
2	Système de décantation lamellaire permettant de traiter jusqu'à un débit de pointe de 0,15 m ³ /s (1 décanteur de capacité 20 L/s, emprise totale : L=10m, l=5m, p=5m)

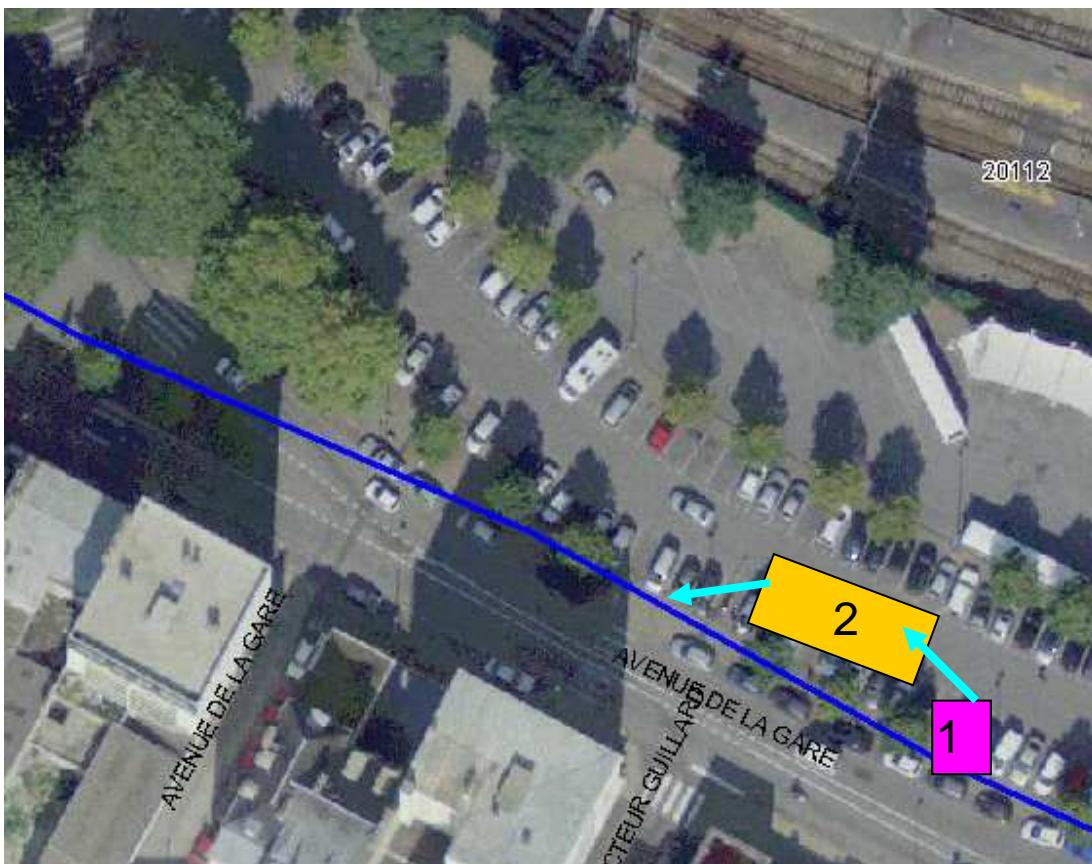


Figure 3-35 : Présentation des aménagements qualité à l'exutoire 20113

2.3 Synthèse et chiffrage des aménagements proposés

Le diagnostic qualité a montré un impact modéré à l'échelle annuelle des rejets pluviaux de la Ville de QUIMPER pour les paramètres MES et DCO, sur la qualité de l'Odet. De plus, le nombre important d'exutoires constraint à des actions localisées, chacune ayant un impact très limité sur l'amélioration de la qualité de l'Odet. En particulier, les rejets pluviaux des bassins versants fortement urbanisés du centre ville présentent les concentrations en MES et DCO les plus élevées. Néanmoins, leur faible surface de collecte rend peu pertinent l'aménagement de systèmes de dépollution, au regard de l'impact global sur l'Odet des réseaux d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER.

Ainsi, la priorité quand aux actions de préservation et amélioration de la qualité du milieu récepteur consiste à réduire les rejets directs d'eaux usées dans le réseau pluvial. Des secteurs comportant de mauvais raccordements ont été identifiés dans le cadre de la présente étude (cf. Partie 2 §1.4).

Conformément à la volonté du Maître d'Ouvrage d'identifier des voies d'amélioration de l'impact des rejets pluviaux sur la qualité du milieu récepteur, des aménagements ont été proposés sur des bassins versants représentant 50 % des rejets de MES et DCO à l'Odet. La mise en œuvre de ces aménagements permettrait une diminution d'environ 30 % des apports moyens en concentration de DCO et MES à l'Odet par temps de pluie. La figure 3-36 présente les coûts d'investissement en fonction de l'objectif de réduction de l'impact des eaux pluviales sur la qualité de l'Odet (en terme d'augmentation de concentrations en MES et DCO). Le tableau 3-5 présente le détail des coûts d'investissement par exutoire.

Les ouvrages de dépollution des eaux pluviales (bassins à ciel ouverts, décanteurs lamellaires) requièrent un suivi régulier (entretien du dégrillage, entretien des espaces verts, suivi du volume de boues, etc.) et un entretien fréquent (vidange des boues) afin d'assurer l'efficacité du dispositif de décantation, et éviter de potentiels relargages de boues au milieu naturel. Les fréquences de suivi et entretien (en particulier vidange des boues) doivent être adaptées à chaque ouvrage, en fonction de l'expérience de son fonctionnement. Dans un premier temps, deux vidanges par an sont préconisées pour chaque ouvrage. Pour les décanteurs lamellaires, les coûts d'exploitation sont estimés à 20 000 € HT par an et par ouvrage. Pour les bassins à ciel ouvert, les coûts d'exploitation sont estimés à 1 € HT/m³/an, soit de l'ordre de 2 000 à 5 000 € HT par an et par ouvrage (pour les ouvrages préconisés dans le cadre de cette étude). La figure 3-38 présente le coût d'entretien en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet (prolongée à l'ensemble des exutoires).

A la demande du Maître d'Ouvrage, la courbe des coûts d'investissements en fonction de l'objectif de diminution d'impact des rejets pluviaux sur la qualité de l'Odet, a été prolongée pour la totalité des exutoires du réseau d'eaux pluviales de la Ville de QUIMPER (cf. figure 3-37). Cette prolongation théorique a été réalisée en supposant la mise en place d'un système de décantation lamellaire en amont

immédiat des exutoires considérés. La faisabilité et la pertinence de tels aménagements n'ont pas été considérées. La courbe s'arrête à 70 % de réduction d'impact sur l'Odet car les ouvrages de dépollution ont été dimensionnés pour intercepter 90 % du volume annuel ruisselé, avec un taux d'abattement de 80 %, soit 70 % d'efficacité moyenne sur l'année. On observe une augmentation de type « exponentielle » du coût marginal en fonction de l'objectif de dépollution.

Enfin, les solutions compensatoires à l'augmentation du ruissellement pluvial sur les zones d'urbanisation future (cf. zonage pluvial, Partie 4), pourront être réalisées en intégrant autant que possible l'aspect qualité. Par exemple, la mise en place de noues enherbées et bassins de rétention permettant une bonne décantation des MES et une rétention des flottants, permettra de limiter l'impact des futures zones urbanisées sur la qualité du milieu récepteur.

Coût des investissements - fonction de la réduction de l'impact sur l'Odet
 (augmentation de concentrations en MES et DCO dues aux rejets pluvieux du réseau de Quimper)

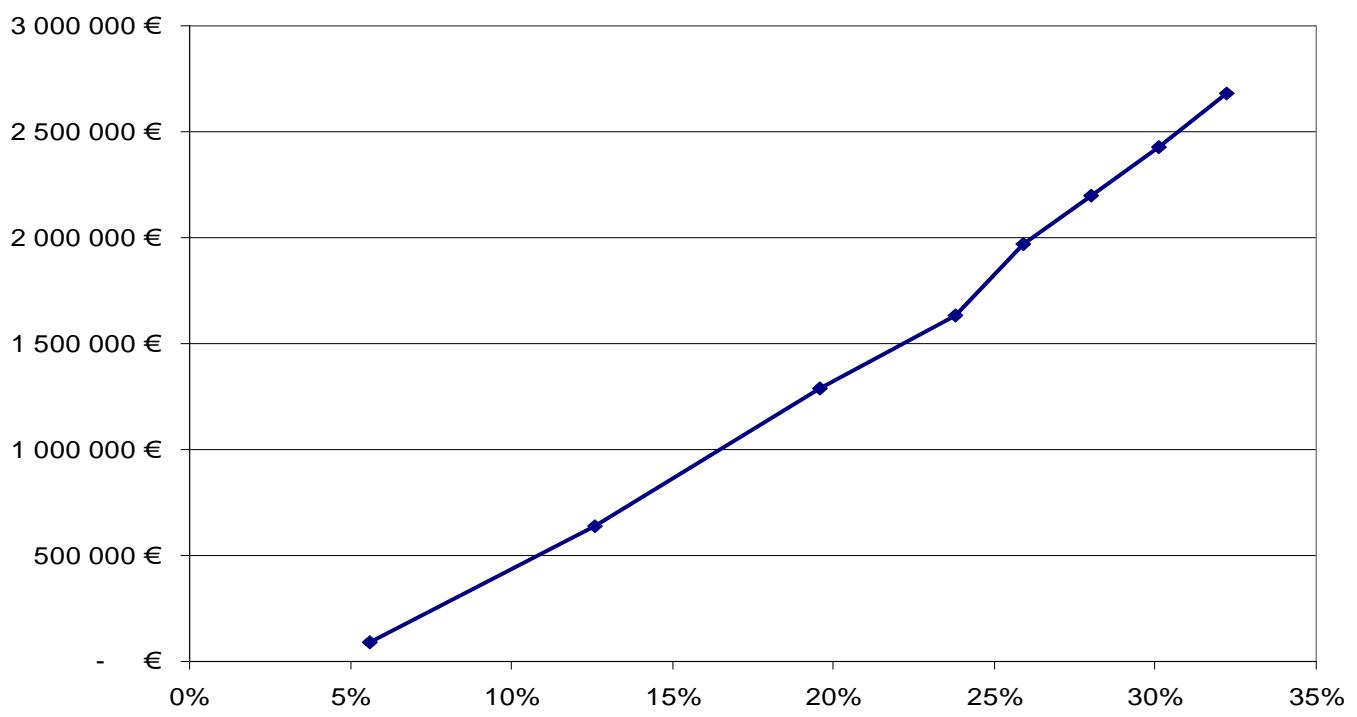


Figure 3-36 : Coût des investissements en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet

Tableau 3-5 : Coût des aménagements

N°	Secteur	Objectif de l'aménagement	Aménagement proposé		Coût travaux (€ HT)	Coût total (€HT) avec majoration 20% pour divers et imprévus	coût par secteur (€HT)
1	Ti Pont (exutoire 20165)	Limiter les insuffisances hydrauliques	Bassin de rétention à ciel ouvert	renforcement canalisation 800mm	35 000 €	42 000 €	340 000 €
		Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur		Bassin de rétention à ciel ouvert (5400 m3) canalisation de remplissage	162 000 €	195 000 €	
				canalisation de vidange	75 000 €	90 000 €	
					7 500 €	9 000 €	
2	Palludec (exutoire 20008)	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	Transfert d'effluent	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	30 000 €	36 000 €	550 000 €
				Canalisation de remplissage du bassin Palludec	76 000 €	92 000 €	
				Station de pompage	350 000 €	420 000 €	
3	Frout (exutoire 20067)	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	décanteur lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	36 000 €	44 000 €	650 000 €
				Décantation lamellaire (3 décanteurs de 166L/s)	504 000 €	605 000 €	
4	exutoires 20131 et 20132	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	Bassin de rétention à ciel ouvert	Ouvrage de répartition des débits avec batardeaux	10 000 €	12 000 €	90 000 €
				bassin de décantation en eau ($S=1800m^2$, $V=2000m^3$)	60 000 €	72 000 €	
5	exutoire 20019	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	décanteur lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	36 000 €	44 000 €	340 000 €
				Décantation lamellaire (1 décanteurs de 250L/s)	240 000 €	288 000 €	
6	exutoire 20127	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	décanteur lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	30 000 €	36 000 €	230 000 €
				Décantation lamellaire (1 décanteurs de 200L/s)	160 000 €	192 000 €	
7	exutoire 20104	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	décanteur lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	30 000 €	36 000 €	230 000 €
				Décantation lamellaire (1 décanteurs de 200L/s)	160 000 €	192 000 €	
8	exutoire 20113	Limiter l'impact sur la qualité du milieu récepteur	décanteur lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux	36 000 €	44 000 €	250 000 €
				Décantation lamellaire (1 décanteurs de 150L/s)	168 000 €	202 000 €	
TOTAL						2 700 000 €	

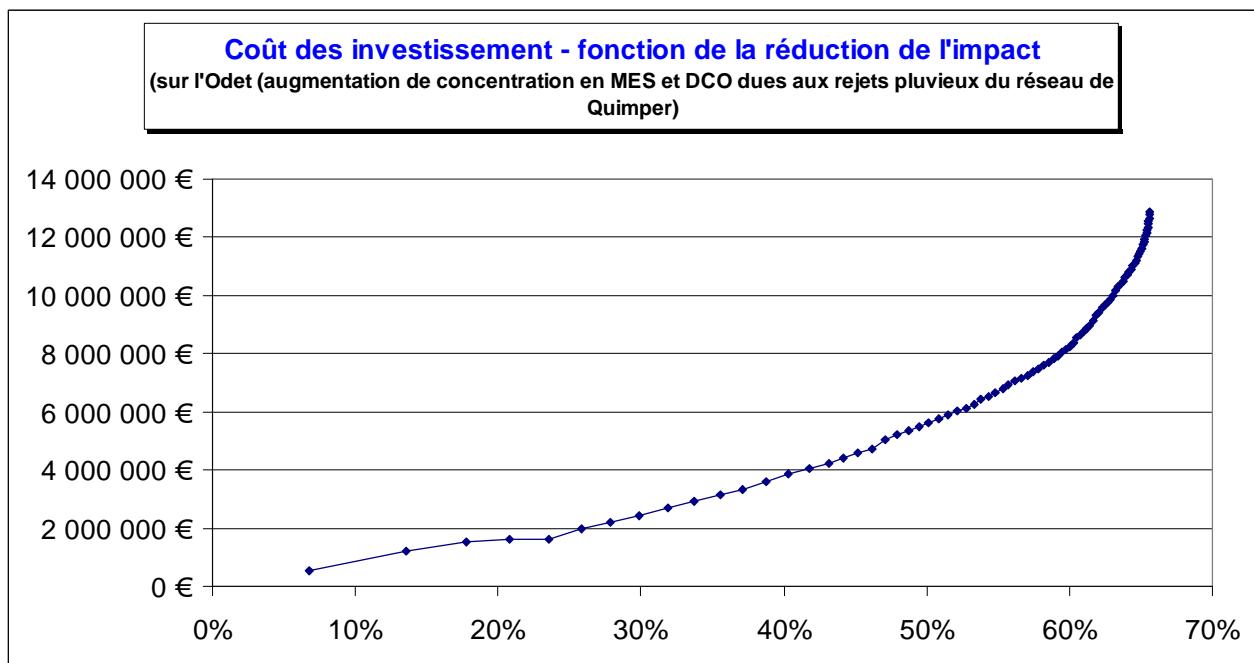


Figure 3-37 : Prolongement de la courbe de Coût des investissements en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet

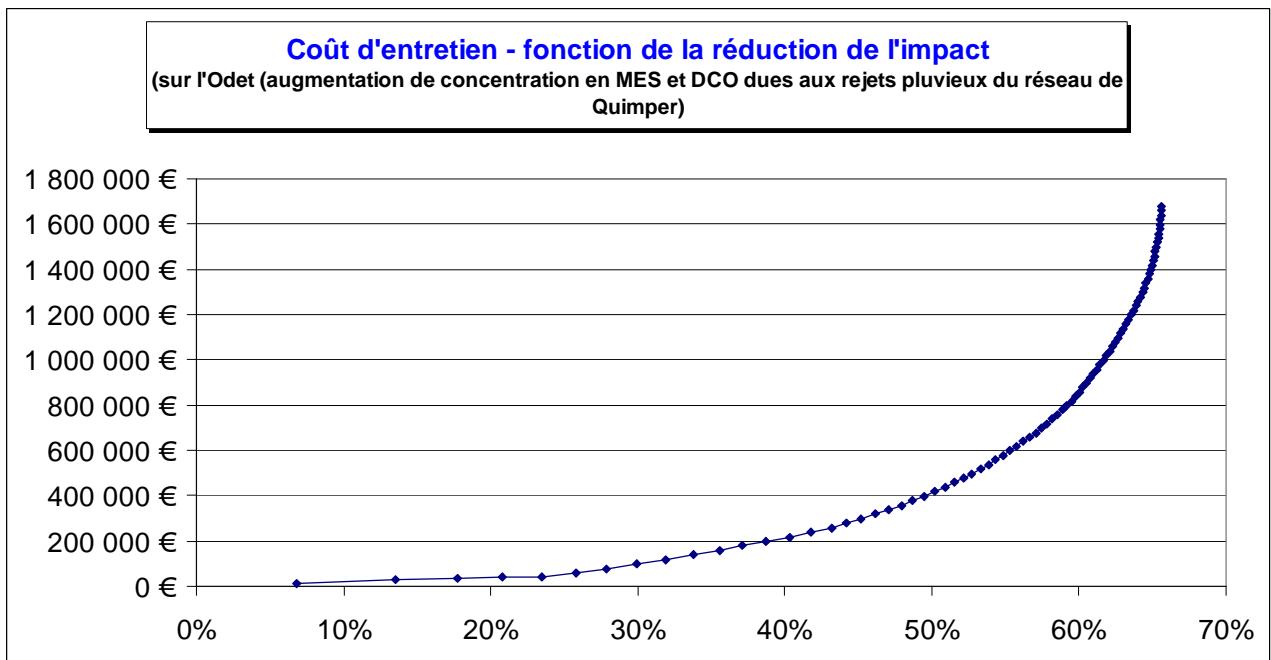


Figure 3-38 : Courbe de Coût d'entretien en fonction de l'objectif de diminution d'impact sur la qualité de l'Odet

ANNEXE 1

MÉTHODE DES VOLUMES

PARTIE 4

SCHÉMA DIRECTEUR

Programme de travaux

1.1 Méthodologie

1.1.1 Aménagements hydrauliques

Le programme d'aménagements hydrauliques a fait l'objet d'une hiérarchisation des investissements selon trois niveaux de priorité :

- ✓ Priorité 1 : travaux à réaliser à court terme – horizon 2012 ;
- ✓ Priorité 2 : travaux à réaliser à moyen terme – horizon 2015 ;
- ✓ Priorité 3 : travaux à réaliser à long terme – horizon 2020.

Ces trois niveaux de priorité ont été déterminés en fonction de deux critères :

- ✓ Le déficit capacitaire des canalisations existantes par rapport au débit de pointe décennal (pluie de projet de type estival), exprimé comme étant le rapport entre le débit de pointe décennale et le débit capacitaire de la canalisation à pleine section (cf. annexe 1) :
 - ◆ Une note de 1 est attribuée si le déficit est supérieur à 5 (déficit très important) ;
 - ◆ Une note de 2 est attribuée si le déficit est compris entre 2 et 5 (déficit important) ;
 - ◆ Une note de 3 est attribuée si le déficit est compris entre 1 et 2 (déficit significatif) ;
- ✓ La vulnérabilité des zones concernées (zones fortement urbanisées, axes majeurs de circulation) :
 - ◆ Une note de 1 est attribuée si la zone concernée est fortement urbanisée et qu'un axe majeur de circulation est menacé (vulnérabilité très forte) ;
 - ◆ Une note de 2 est attribuée si la zone concernée est fortement urbanisée (vulnérabilité importante) ;

- ◆ Une note de 3 est attribuée si aucun axe majeur de circulation n'est directement concerné par le risque d'inondations et si la zone est peu urbanisée (vulnérabilité significative).

Pour les sites ayant fait l'objet de plusieurs scénarios d'aménagements, une solution privilégiée a été retenue en concertation avec le Maître d'Ouvrage.

1.1.2 Aménagements qualité

Le diagnostic qualité a montré un impact modéré à l'échelle annuelle des rejets pluviaux de la Ville de QUIMPER pour les paramètres MES et DCO, sur la qualité de l'Odet. De plus, le nombre important d'exutoires contraint à des actions localisées, chacune ayant un impact très limité sur l'amélioration de la qualité de l'Odet.

Conformément à la volonté du Maître d'Ouvrage d'identifier des voies d'amélioration de l'impact des rejets pluviaux sur la qualité du milieu récepteur, des aménagements sont proposés dans le Schéma Directeur, sur des bassins versants les plus déclassant (cf. Partie 2 § 4). La mise en œuvre de ces aménagements permettrait une diminution d'environ 30 % des apports moyens en concentration de DCO et MES à l'Odet par temps de pluie.

Remarque :

- ✓ le zonage pluvial définit les limitations de débits de rejet d'eaux pluviales sur les zones d'urbanisation future,
- ✓ les hypothèses de chiffrage des aménagements sont présentées Partie 3 § 1.1.

1.2 Programme de travaux

La hiérarchisation des aménagements hydrauliques et qualité préconisés se traduit par les coûts d'investissement présentés ci-après.

Le tableau 4-1 détaille ces coûts par aménagement. Un plan d'ensemble localise les aménagements sur la commune de QUIMPER (cf. annexe 2).

En complément à ces aménagements sont préconisés :

- ✓ **Des leviers topographiques** des réseaux d'eaux pluviales afin de compléter la base de données S.I.G. existantes de la Ville de QUIMPER. Ces leviers concernent en priorité les secteurs où des dysfonctionnements et des contre-pentes ont été identifiés ;
- ✓ Une identification précise des **rejets directs d'eaux usées** dans le réseau d'eaux pluviales, mis en évidence dans le cadre de la présente étude (cf. Partie 2 § 1.4), et une **mise en conformité des mauvais raccordements**. Ce travail de fond peut s'inscrire dans le cadre de l'exploitation des réseaux d'eaux pluviales. A noter que la mise en conformité des mauvais branchements est à la charge de l'abonné sur la partie privée.

Les procédures de mise en conformité des anomalies détectées sur le domaine privé peuvent être par exemple les suivantes :

- ✓ courrier à l'attention des abonnés concernés, accompagné d'une illustration cartographique,
- ✓ demande de mise en conformité sous un délai à préciser (de l'ordre de 2 ans),
- ✓ accompagnement technique et financier éventuel,
- ✓ taxe à définir en l'absence d'action de l'abonné au delà du délai indiqué.

Enfin, un **suivi de fréquence mensuelle de la qualité des rejets par temps de pluie des exutoires pluviaux les plus déclassant** pour l'Odet (cf. Partie 2 §4), pourra être mis en place par le Maître d'Ouvrage afin de quantifier précisément les charge rejetées au milieu récepteur.

Type	Priorité d'actions	Coût d'investissement (€HT)
Hydraulique	1	1 710 000 €
	2	1 040 000 €
	3	1 370 000 €
	TOTAL	4 120 000 €
Qualité		2 340 000 €
	TOTAL	6 460 000 €

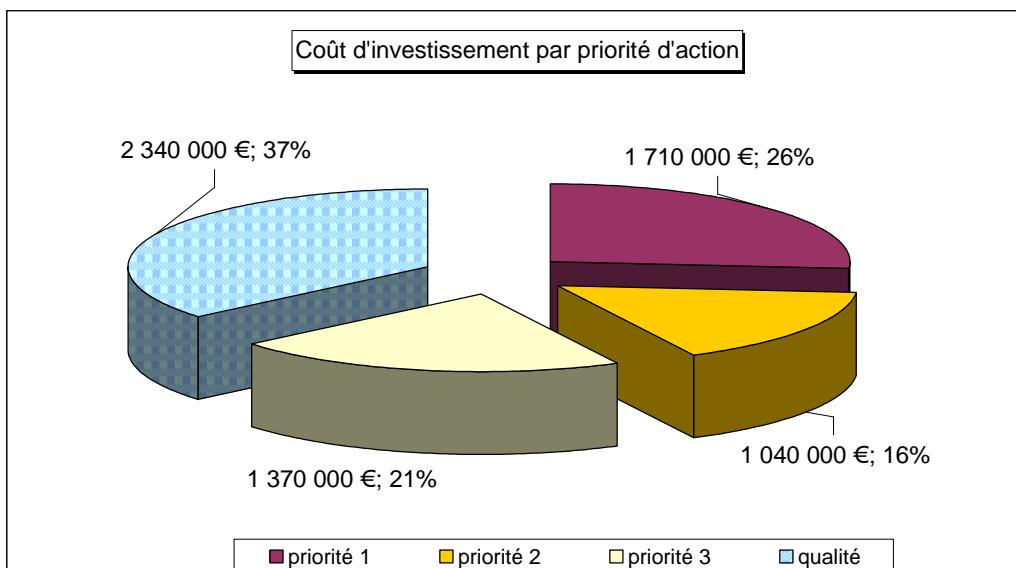


Figure 4-1 : Coûts d'investissement par priorité

Tableau 4-1 : Détail des aménagements préconisés avec priorité d'action et coûts d'investissement associés

N°	Secteur	Période de retour du débordement (de 10 ans à 30 ans) ⁽¹⁾	Déficit capacitaire ⁽²⁾	vulnérabilité	Priorité	Remarques	Aménagements proposés	canalisations			bassins de rétention		Coût travaux (€ HT)	Coût total (€HT) avec majoration 20% pour divers et imprévus	coût par secteur (€HT)	
								ancien diamètre	nouveau diamètre	Linéaire	Volume (m3)	Débit de fuite (m3/s)				
Aménagements hydrauliques	Avenue Ti Pont	10 ans	3	2	2	sensibilité du ruisseau aux apports pluviaux des zones urbanisées	Bassin de rétention à ciel ouvert	renforcement canalisation (rétrécissement du diamètre 80mm en diamètre 600mm à supprimer)	600	800	55			35 000 €	42 000 €	424 000 €
								Bassin de rétention à ciel ouvert V=7500 m3, débit de fuite: Qf=0,17m3/s (3L/s/ha)				7500	0.17	225 000 €	270 000 €	
								canalisation de remplissage		1000	100			75 000 €	90 000 €	
								canalisation de vidange		400	60			18 000 €	22 000 €	
2	Route de Locronan	10 ans	3	2	1		projet en cours	projet de nouvel exutoire (Dossier loi sur l'Eau, septembre 2009)						0 €		
3	Rue de Kerivoal (du Rond Point de Kerivoal à la rue du Manoir)	10 ans	3	1	1		renforcement de canalisations	Renforcement de canalisation	400	600	550			275 000 €	330 000 €	390 000 €
								Ré-aménagement de l'ouvrage de délestage au niveau du rond-point de Kerivoal (Inversion du délestage)						50 000 €	60 000 €	
4	Avenue des Oiseaux	10 ans	3	2	2		renforcement de canalisation	Renforcement de canalisation	500	600	180			90 000 €	108 000 €	108 000 €
5	Rond point du séminaire	10ans	3	3	3	s'assurer de la capacité d'évacuation du fossé en aval (supérieure à 1,4m3/s), sinon le buser	renforcement de canalisation	Renforcement de canalisation	400	800	70			44 100 €	53 000 €	106 000 €
									600	800	70			44 100 €	53 000 €	
6	Route de Pont l'Abbé	10 ans	3	1	1	Pas de possibilité de bassin de rétention à ciel ouvert. Le renforcement de canalisations permettrait de corriger les contre-pentes (à confirmer par leviers topo)	renforcement de canalisation	renforcement canalisations	500	600	300			150 000 €	180 000 €	264 000 €
								renforcement canalisations	600	800	110			69 300 €	84 000 €	
7	Rue du Poker (Centre Commercial)	20 ans	3	2	3		Renforcement canalisation	renforcement canalisations	500	600	220			110 000 €	132 000 €	132 000 €
8	Avenue du Braden	10 ans	3	3	3	Faire lever topo au préalable pour confirmer contre-pente	renforcement et correction contre-pente	Renforcement canalisation (et correction contre-pente si avérée)	500	600	90			45 000 €	54 000 €	54 000 €
9	Vieille route de Concarneau	10 ans	2	3	2	protection contre le risque vicinal	renforcement de canalisations	renforcement de canalisations (correction contre-pente si avérée par leviers topo)	600	800	200			126 000 €	152 000 €	152 000 €
10	Avenue du Morbihan	10 ans	3	2	2	Les renforcements de canalisation limitent le risque de débordement pour la période de retour 10ans;	renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	300	600	200			100 000 €	120 000 €	216 000 €
								renforcement de canalisations (optimiser la pente des canalisations)	400	500	200			80 000 €	96 000 €	
11	Avenue de la Libération	10 ans	2	1	1		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations (corriger les contre-pentes si avérées par leviers topo)	600	800	350			221 000 €	266 000 €	518 000 €
								renforcement de canalisations	600	1000	280			210 000 €	252 000 €	
12	Rue de la Fontaine	10 ans	3	1	1		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	500	600	250			125 000 €	150 000 €	207 000 €
								renforcement de canalisations	600	800	75			47 000 €	57 000 €	
13	Rue docteur Picquenard	10 ans	2	2	3		renforcement de canalisations	renforcement de canalisations	400	1000	700			525 000 €	630 000 €	630 000 €
14	Rue Jules Verne	10 ans	2	2	3	vérifier que tout le bassin versant d'apport est bien raccordé au réseau eaux pluviales	Renforcement de canalisations	Renforcement de canalisations	300	800	300			189 000 €	227 000 €	227 000 €
15	Rue Jules Verne (amont)	10 ans	2	2	3	2 variantes; Levers topo à prévoir pour vérifier contre-pente en amont direct de l'exutoire;	Varianete 1 (privilégiée):- renforcement de canalisations	Renforcement de canalisations	300 et 400	800	60			37 800 €	46 000 €	182 000 €
								Renforcement de canalisations	600	1000	150			113 000 €	136 000 €	
							Création d'un bassin de rétention bétonné couvert de 1000 m3, avec vidange par pompage (Q=360 m3/h)					1000	0.1	380 000 €	456 000 €	456 000 €
16	Route de Brest amont	10 ans	2	1	1		renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (et optimisation de la pente)	500	600	275			138 000 €	166 000 €	166 000 €
17	Route de Brest aval	20 ans	3	1	1	Faire lever topo au préalable pour confirmer contre-pente	renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (avec correction contre-pente)	800	1000	175			131 000 €	158 000 €	158 000 €
18	Rue Jean Jaurès	30 ans	3	1	2	Existence de contre-pentes; Canalisation ancienne (pose antérieure à 1965);	renforcement canalisations	Renforcement de canalisations (canalisation ancienne)	500	600	230			115 000 €	138 000 €	138 000 €
19	rue Albert Stephan	20 ans	3	2	3		renforcement canalisations	Renforcement de canalisations	500	600	50			25 000 €	30 000 €	30 000 €
Aménagements qualité	Ti Pont (exutoire 20165)					Inclus dans l'aménagement hydraulique ci-dessus										
	Palludec (exutoire 20008)						Transfert d'effluent	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				30 000 €	36 000 €			550 000 €
								Canalisation de remplissage du bassin Palludec				76 000 €	92 000 €			
								Station de pompage				350 000 €	420 000 €			
	Frout (exutoire 20067)						décanter lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				36 000 €	44 000 €			650 000 €
								Décantation lamellaire (3 décantereurs de 166L/s)				504 000 €	605 000 €			
23	exutoires 20131 et 20132						Bassin de rétention à ciel ouvert	Ouvrage de répartition des débits avec batardeaux				10 000 €	12 000 €			90 000 €
								bassin de décantation en eau (S=1800m2, V=2000m3)				60 000 €	72 000 €			
24	exutoire 20019						décanter lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				36 000 €	44 000 €			340 000 €
								Décantation lamellaire (1 décantereurs de 250L/s)				240 000 €	288 000 €			
25	exutoire 20127						décanter lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				30 000 €	36 000 €			230 000 €
								Décantation lamellaire (1 décantereurs de 200L/s)				160 000 €	192 000 €			
26	exutoire 20104						décanter lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				30 000 €	36 000 €			230 000 €
								Décantation lamellaire (1 décantereurs de 200L/s)				160 000 €	192 000 €			
27	exutoire 20113						décanter lamellaire	Ouvrage de répartition des débits: chambre avec batardeaux				36 000 €	44 000 €			250 000 €
								Décantation lamellaire (1 décantereurs de 150L/s)				168 000 €	202 000 €			

(1) sur la base des simulations de pluies de projet de période de retour 10 ans à 100ans. En particulier, un débordement pour la pluie de projet de période de retour 10 ans signifie que la période de retour du débordement est inférieure à 10ans

(2) rapport du débit de pointe décennal sur la débit capable de la canalisation à pleine section
E18le ProjetIC_Quimper10PHY161_TechniqueCalculsIMODELISATION\Modèle_complet\ProjetIC\Sauvegarde_BLE_Cahier_Modalisation.xls[RAPPORT_soi-28-02-2016]

2

Projet de zonage pluvial

Se reporter au document annexe au présent rapport « Projet de zonage pluvial de la Ville de QUIMPER, SAFEGER 2010 ».

3

Régularisation des réseaux d'assainissement pluvial

Se reporter au document annexe au présent rapport « Régularisation des réseaux d'assainissement pluvial de la Ville de QUIMPER, SAFEGER 2010 ».

Analyse patrimoniale

4.1 Généralités sur le renouvellement des réseaux

Compte tenu du fait que les réseaux d'assainissement les plus anciens datent en général du milieu du XIX^{ème} siècle (période Haussmannienne), et qu'ils ont connu un boom dans les années soixante-dix, l'état structurel de ces réseaux d'assainissement devient de plus en plus une préoccupation importante des collectivités et des gestionnaires publics et privés.

En ce qui concerne les systèmes d'assainissement des eaux usées, la réglementation française inhérente à la loi sur l'eau, notamment par l'arrêté du 22 juin 2007, incite l'exploitant du réseau à vérifier annuellement la conformité des performances du système de collecte, à assurer les conditions du bon fonctionnement et à garder à jour les plans des installations.

L'arrêté du 2 mai 2007 définit des indices de connaissance et de gestion patrimoniale des réseaux de collecte des eaux usées, ainsi que des indicateurs à retenir pour l'évaluation de l'inscription des services d'assainissement dans une stratégie de développement durable. Cette évolution réglementaire doit amener les gestionnaires des réseaux à réaliser une évaluation patrimoniale afin de définir une politique de gestion.

A l'instar des systèmes de collecte des eaux usées, cette démarche de développement durable peut également être appliquée aux systèmes de collecte des eaux pluviales.

4.2 État des lieux

L'évaluation de l'état de la connaissance du patrimoine « réseaux d'assainissement pluvial » est actuellement consigné dans la base de données informatisée (sous ArcGis) avec notamment les informations suivantes :

- ✓ nature et gabarit des canalisations,
- ✓ âge et état de fonctionnement.

Il ressort de ces informations tout d'abord que le linéaire total de réseau d'assainissement pluvial est de l'ordre de 220 km dont moins de 20 % non renseigné en diamètre et date de pose. La figure 4-2 illustre la composition du parc des réseaux d'assainissement pluvial de la Ville de QUIMPER, selon la date de pose et le matériau ; il est à noter que les réseaux non renseignés en matériau sont majoritairement constitués de béton.

Ainsi à partir de ces informations, une évaluation de la valeur financière du patrimoine des réseaux a été réalisée avec les coûts unitaires présentés à la figure 4-3.

Il en ressort que la valeur totale du patrimoine « réseaux pluviaux » est estimée à **55 millions d'euros**.

La figure 4-4 présente la carte géographique des dates de pose des canalisations d'assainissement pluvial sur l'agglomération de QUIMPER.

4.3 Politique de renouvellement

En matière de gestion patrimoniale proprement dite, la question est de savoir s'il est préférable de remplacer ou réhabiliter une canalisation d'assainissement plutôt que de risquer ou subir les conséquences de son mauvais état (effondrements, débordements, ...) même si souvent ces défaillances sont acceptées et réparées au cas par cas lorsqu'elles surviennent.

D'une manière générale, l'état du réseau d'assainissement (état physique, état fonctionnel) est souvent mal connu et il est difficile de savoir par quel endroit commencer.

Aujourd'hui un constat général est souvent évoqué par les collectivités et les gestionnaires :

- ✓ nous héritons d'un patrimoine qui vieillit,
- ✓ nous ne connaissons pas bien son état,
- ✓ nous voulons savoir comment bien agir sans entraîner des augmentations de prix de l'eau, ...

Pour la commune de QUIMPER, à partir des informations disponibles dans la base de données informatisée existante, il est possible d'une part de quantifier le montant annuel moyen à budgérer pour les travaux de renouvellement des réseaux à savoir de l'ordre de **1 million d'euros par an** (soit environ 3,5 km de canalisation par an en moyenne) et d'autre part de prévoir un échéancier quinquennal de ces dépenses tel qu'illustré par la figure 4-5, en considérant une durée de vie de 60 ans pour les canalisations en béton et de 30 ans pour les canalisations plastiques (PVC essentiellement).

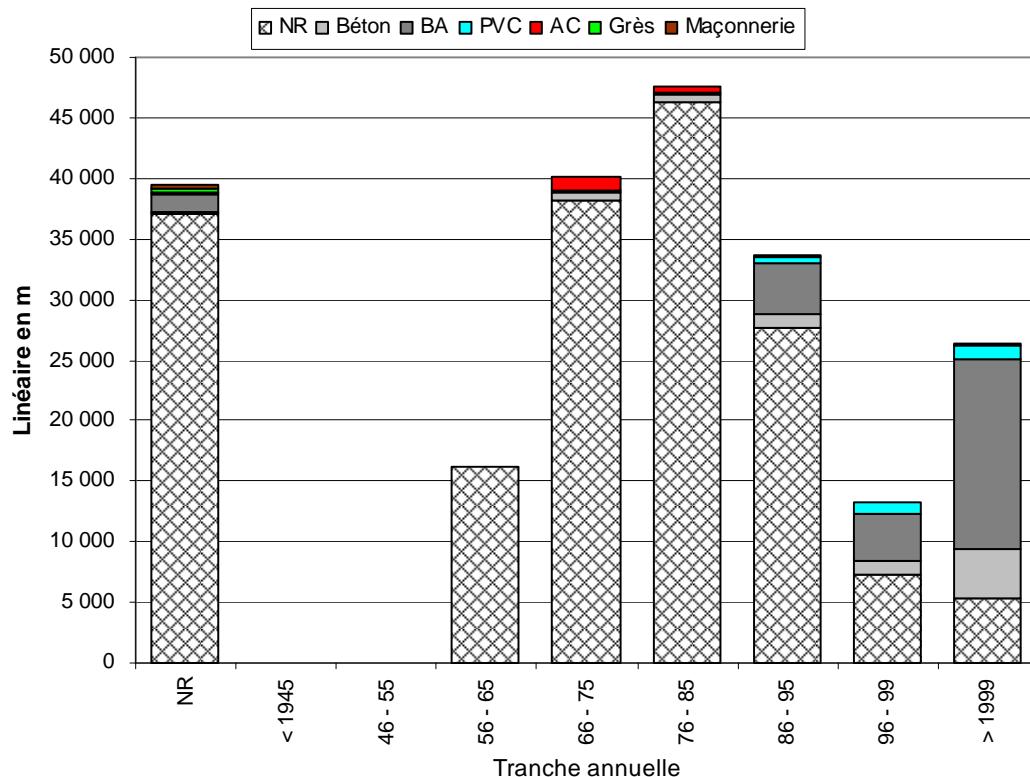


Figure 4-2 : Composition du patrimoine réseau d'assainissement pluvial de QUIMPER

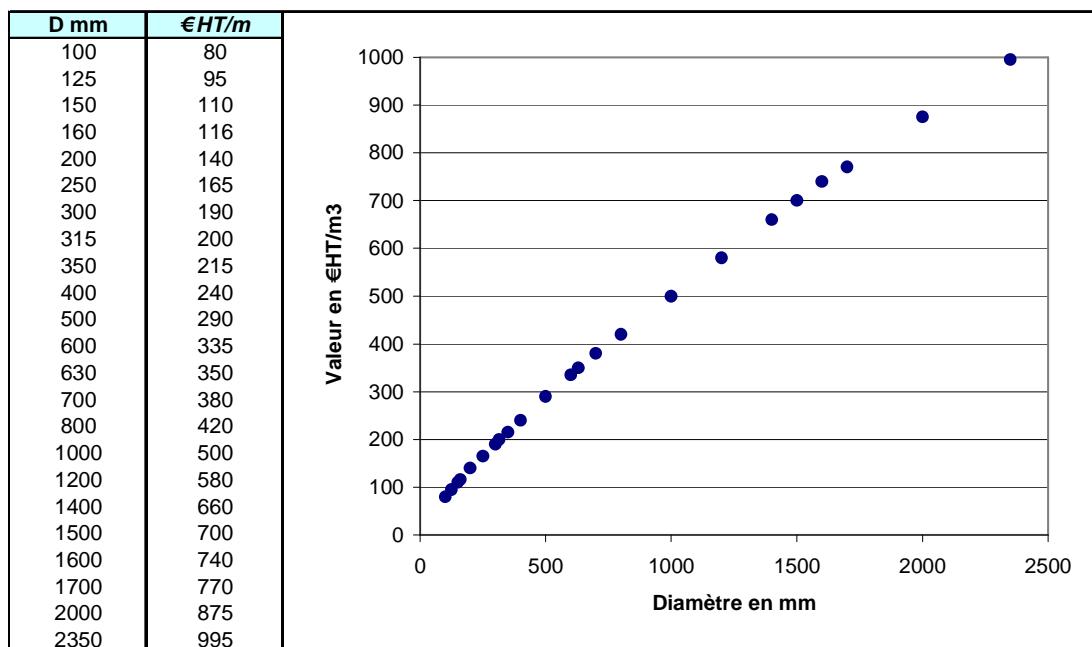


Figure 4-3 : Bordereau des prix unitaires pour évaluer le patrimoine des réseaux d'assainissement pluvial de QUIMPER

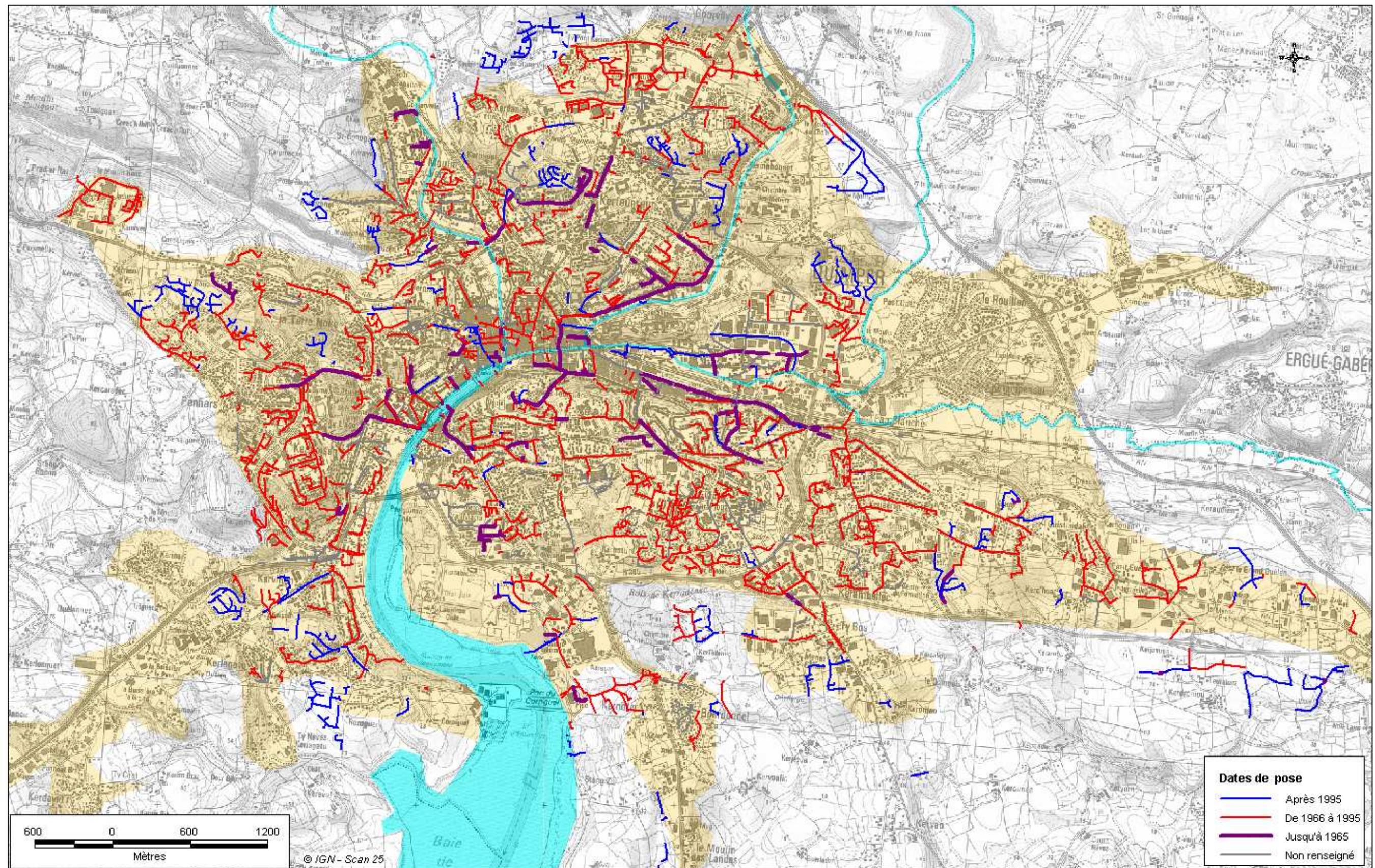


Figure 4-4 : Carte géographique des âges des canalisations d'assainissement pluvial de QUIMPER

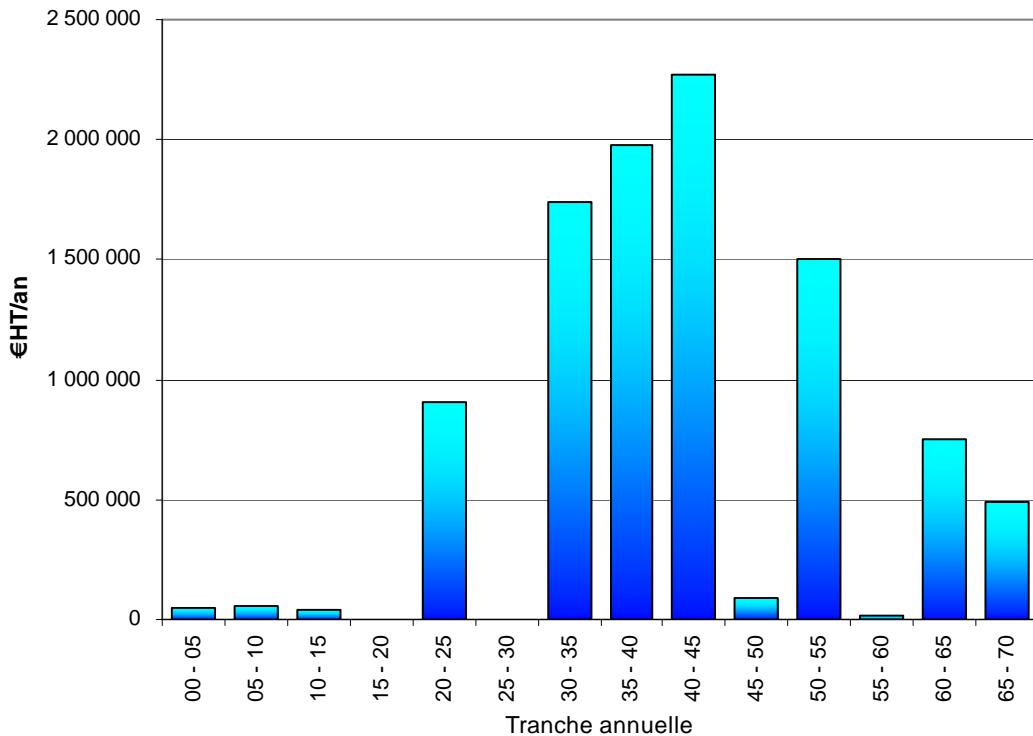


Figure 4-5 : Echéancier quinquennal prévisionnel pour le renouvellement des réseaux d'assainissement pluvial à QUIMPER

Afin de lisser la pointe prévisible dans les années trente, une politique adaptée à l'état structurel réel des canalisations peut être mise en œuvre ; il conviendrait pour ce faire de renseigner la base de données avec les informations suivantes :

- ✓ données historiques sur les débordements et les effondrements et leur origine,
- ✓ localisation et fréquence des opérations d'entretien (curage, débouchage, ...),
- ✓ état des regards et des tronçons à partir d'inspections télévisées,
- ✓ appréciation des interactions entre l'état des canalisations et leurs environnements (sous-sol, nappe et surface),
- ✓ capacité d'écoulement au regard de pluies de projet de référence.

Ainsi à partir d'analyse multicritère, dans le cadre d'une enveloppe prévisionnelle annuelle, il sera possible de proposer un programme de renouvellement.

5

Taxe de raccordement – eaux pluviales

5.1 Considérations générales

L'article 48 de la loi sur l'eau et les milieux aquatiques du 30 décembre 2006 (LEMA) a été transcrit dans le code général des collectivités territoriales sous la forme de 5 articles (L.2333-97 à L.2333-101) à l'intérieur d'une nouvelle partie intitulée « taxe pour la collecte, le transport, le stockage et le traitement des eaux pluviales ».

L'objectif de l'institution de cette taxe est double :

- ✓ faciliter le financement de la collecte, du stockage et du traitement des eaux de ruissellement,
- ✓ inciter les responsables des déversements à développer des dispositifs de rétention à la source.

Rappelons les compétences des communes pour la gestion des eaux pluviales :

- ✓ le maire est investi des pouvoirs de police visant à prévenir et à faire cesser les pollutions de toute nature, ainsi que les inondations (articles L 2212-2 et L 2542-10 du code général des collectivités territoriales),
- ✓ les communes ou leurs établissements publics de coopération délimitent, après enquête publique un zonage déterminant (L 2224-10 du code général des collectivités territoriales) :
 - ◆ les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales,
 - ◆ les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la pollution qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement.

A partir des documents actuellement disponibles auprès du Sénat, de l'association des maires de France et de la revue « Environnement & Technique » d'avril 2009, nous précisons ci-après les modalités d'application de cette taxe.

5.2 Institution de la taxe

5.2.1 Champ d'application

Il ne s'agit pas d'une « redevance » comme pour les eaux usées, mais bien d'une « taxe », différenciée par le fait qu'elle n'a pas de caractère obligatoire.

En ce qui concerne les collectivités concernées, il est précisé que lorsque tout ou partie des missions de collecte, de transport, de stockage ou de traitement des eaux pluviales a été transféré à une EPCI ou à un syndicat mixte, la taxe est instituée par la commune ou le groupement qui déverse les eaux pluviales dans le milieu récepteur.

La délibération est à prendre avant le 1^{er} octobre d'une année pour être applicable à compter de l'année suivante.

Le produit de la taxe est exclusivement affecté à :

- ✓ la création, l'exploitation, au renouvellement, à l'extension des installations de collecte, de transport, de stockage et de traitement des eaux pluviales,
- ✓ l'entretien de ces ouvrages,
- ✓ le contrôle des dispositifs évitant ou limitant le déversement.

5.2.2 Assiette et tarif

Les éléments indicatifs présentés ci-après proviennent des informations recueillies auprès des sites internet du Sénat et de l'association des maires de France.

Ainsi, il est envisagé que :

- ✓ la taxe soit assise sur la superficie des immeubles et des terrains raccordés à un réseau public de collecte des eaux pluviales,
- ✓ le tarif soit fixé par délibération de l'assemblée délibérante (commune ou groupement compétent), dans la limite de 0,20 €/m²/an,
- ✓ qu'à défaut de délibérations concordantes, le plafond dans la limite duquel le tarif de la taxe soit réduit de moitié à savoir 0,10 €/m²/an.

Par ailleurs, afin d'inciter les raccordés à limiter leurs rejets d'eaux pluviales vers le réseau d'assainissement collectif, des possibilités de réduction de la taxe seront également envisagées selon les situations suivantes :

- ✓ réalisations de dispositifs évitant ou limitant le déversement des eaux pluviales dans le réseau : abattement compris entre 10 % et 90 % du montant de la taxe,
- ✓ exonération lorsque les dispositifs seront réalisés:

Le bénéfice de l'abattement sur la taxe est subordonné à la possibilité d'accéder, pour ces abonnés, aux propriétés privées afin de procéder à l'examen des dispositifs mis en place.

5.2.3 Recouvrement de la taxe

La « taxe pluviale » instituée par la LEMA est liquidée et recouvrée, par le comptable de la collectivité, tout comme les impôts directs.

Il est convenu toutefois que cette taxe n'est pas recouvrée lorsque la superficie des immeubles assujettis est inférieure à une superficie minimale, au plus égale à 600 m².

La taxe est due par les propriétaires des immeubles raccordés au réseau public de collecte des eaux pluviales, au 1^{er} Janvier de l'année d'imposition.

La taxe ne constitue pas une taxe récupérable par les propriétaires au sens de la loi n° 89-462 du 16 juillet 1989.

5.3 Situation administrative actuelle

Le décret concernant la mise en place de cette taxe n'est pas encore publié, donc cette taxe n'est pas encore en application. En effet un projet de décret d'application concernant la taxe sur l'assainissement des eaux pluviales a été rejeté par le Conseil d'État le 3 mars 2009.

Un prochain décret devrait préciser les modalités de mise en œuvre de la taxe, notamment en ce qui concerne :

- ✓ la définition des réseaux de collecte des eaux pluviales,
- ✓ les modalités de contrôle des dispositifs de raccordement et de limitation des déversements des eaux pluviales des immeubles raccordés,
- ✓ les modalités de calcul des abattements auxquels donnent droit ces dispositifs de limitation des déversements.

A ce jour (fin 2009), la mise en place effective de cette taxe pourrait être confirmée par la loi de finances rectificative et/ou dans le projet de loi Grenelle 2.

La loi de finances rectificative, qui sera examinée à la fin de l'année 2009, devrait comporter la création d'un nouveau service public dédié à la gestion des eaux pluviales urbaines, et surtout d'une nouvelle taxe qui en assurera le financement.

5.4 Incidence financière pour la Ville de QUIMPER

Des simulations financières ont été réalisées pour la commune de QUIMPER sur la base des données disponibles au regard de l'assiette envisagée :

- ✓ 25 000 abonnés à 100 m² d'emprise au sol soit **500 000 €/an**,
- ✓ 120 ha en zone commerciale, industrielle ou artisanale (UI ou UI (in) au POS), imperméabilisés à 70 % soit **170 000 €/an**.

On rappelle que le budget actuel de l'assainissement pluvial sur l'agglomération de QUIMPER est de l'ordre de 300 000 €/an, et qu'il ne couvre que les dépenses courantes d'entretien des bassins de retenue et de curage des réseaux obstrués.

ANNEXE 1

DÉFICIT CAPACITAIRE DES CANALISATIONS EXISTANTES PAR RAPPORT AU DÉBIT DE POINTE DÉCENNAL

ANNEXE 2

PLAN D'ENSEMBLE DES AMÉNAGEMENTS PRÉCONISÉS DANS LE CADRE DU SCHÉMA DIRECTEUR
