



Eveilleur d'intelligences environnementales

Réalisé par

G2C ingénierie

3 rue de Tasmanie

44115 BASSE GOULAIN

COMMUNE DE LAVAL
DEPARTEMENT DE LA MAYENNE



ETUDE HYDRAULIQUE DU CENTRE VILLE DE LAVAL

RAPPORT FINAL

Juin 2012

Etabli par	Validé par
HUQ	SEC

Conseil et assistance technique pour la gestion durable de l'environnement et du patrimoine

Aix en Provence - Argentan - Arras - Bordeaux - Brive - Castelnaudary - Charleville - Mâcon - Nantes - Nancy - Paris - Rouen - Rabat (Maroc)

Siège : Parc d'Activités Point Rencontre - 2 avenue Madeleine Bonnaud- 13770 VENELLES - France - Tél. : + 33 (0)4 42 54 00 68 - Fax : +33 (0) 42 4 54 06 78 e-mail : siege@g2c.fr
G2C ingénierie - SAS au capital de 781 798 € - RCS Aix en Provence B 453 686 966 - Code NAF 7112B - N° de TVA Intracommunautaire : FR 75 453 686 966

www.g2c.fr



Identification du document

Élément		
Titre du document	Etude hydraulique du centre ville rive droite de Laval	
Nom du fichier	Laval_rapport_V32.doc	
Version	09/07/2012 15:30:00	
Rédacteur	HUQ	
Vérificateur	SEC	
Chef d'agence	SEC	



SOMMAIRE

1. PREAMBULE	12
2. PRESENTATION DES OBJECTIFS ET DE LA METHODE	13
2.1. Objectifs de la simulation	13
2.2. Méthode appliquée	14
3. CONSTRUCTION DU MODELE	15
3.1. Logiciel de simulation	15
3.1.1. Présentation du logiciel de simulation	15
3.1.2. Intérêt du logiciel de simulation	16
3.2. Données collectées et utilisées	16
3.3. Données hydrologiques – quantification des apports par temps de pluie	17
3.3.1. Description du bassin d'apport	17
3.3.2. Découpage en sous-bassins versants élémentaires	18
3.3.3. Calcul du coefficient de ruissellement	18
3.3.4. Autres attributs des SSBV	18
3.4. Données hydrauliques – organisation topologique	19
3.4.1. Réseaux modélisés	19
3.4.2. Segmentation et modélisation des tronçons homogènes	19
3.5. Construction du modèle	20
4. CAMPAGNE DE MESURES	21
4.1. Métrologie	21
4.2. Exploitation des pluies	22
4.2.1. Données pluviométriques	22
4.2.2. Présentation des chroniques de pluies enregistrées	22
4.2.3. Données pluviométriques utilisées pour le calage	25
4.3. Exploitation des débits	26
4.4. Apports de temps sec	29
4.4.1. Eaux claires parasites	29
4.4.2. Eaux usées	30
5. CALAGE ET VALIDATION DU MODELE	32
5.1. Méthodologie du calage hydrologique et hydraulique	32
5.2. Choix des pluies de calage	33
5.2.1. Pluies enregistrées sur la zone d'étude durant la CDM	33
5.2.2. Débits enregistrés aux points de mesures pour les pluies de calage	35
5.3. Résultats du calage	36
5.4. Qualification du calage	37
5.4.1. Critères quantitatifs de jugement	37
5.4.2. Bilan synthétique de calage	37
5.4.3. Informations données par le calage	38



6. DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES	39
6.1. Diagnostic des dysfonctionnements actuels	39
6.2. Contexte général.....	39
6.2.1. Pluies de projet	40
6.2.2. Conditions hydrologiques	42
6.3. Cartographie des résultats et analyse des principaux dysfonctionnements	42
6.4. Principaux constats : occurrences de pluies 10 ans, 30 ans et 50 ans	43
6.5. Diagnostic qualitatif	44
6.5.1. Pluie du 2 octobre 2003.....	44
6.5.2. Pluies de projet	44
7. SIMULATION D'UNE CHRONIQUE ANNUELLE	46
7.1. Données et hypothèses considérées	46
7.1.1. Chronique de pluies réelles	46
7.1.2. Eaux usées	47
7.1.3. Eaux claires parasites.....	47
7.2. Résultats de la simulation pour la chronique annuelle de 2008.....	47
7.2.1. Bilan aux déversoirs d'orage	47
7.2.2. Limite du modèle et comparaison avec le schéma directeur	48
7.3. Résultats de la simulation pour la chronique annuelle de 2009.....	49
7.3.1. Bilan aux déversoirs d'orage	49
7.3.2. Comparaison avec le schéma directeur	49
7.3.3. Pluie du 25 juin 2009	50
8. IMPACT QUANTITATIF DES ZONES D'URBANISATION FUTURE.....	52
8.1. Etude du quartier Ferrié.....	52
8.1.1. Sous-bassins versants.....	52
8.1.2. Bassins de rétention	54
8.1.3. Bilan	55
8.2. Etude des autres zones densifiables.....	55
8.2.1. Impact inhérent au développement des zones à urbaniser.....	55
8.2.2. Emplacement des ouvrages	55
8.2.3. Dimensionnement des volumes de rétention	55
9. QUALITE : POLLUTION DES EAUX PLUVIALES URBAINES EN RESEAU D'ASSAINISSEMENT UNITAIRE.....	57
9.1. Estimations des flux de pollution générés d'après la bibliographie.....	57
9.1.1. Rejet Eaux Usées / Flux polluants de temps sec	57
9.1.1.1. Eaux usées domestiques.....	57
9.1.1.2. Eaux usées professionnelles et industrielles	59
9.1.1.3. Eaux de lavage de voiries et eaux claires.....	59
9.1.2. Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire des réseaux unitaires	59
9.1.3. Variabilité des flux journaliers en MES	60
9.1.3.1. Variabilité en fonction du site.....	60



9.1.3.2. Variabilité en fonction de la durée de temps sec précédente	60
9.1.4. Eaux de ruissellement	61
9.1.4.1. Lessivage de l'atmosphère	61
9.1.4.2. Lessivage des zones urbaines	61
9.1.4.3. Mécanisme d'accumulation et d'entraînement sur les surfaces imperméabilisées	62
9.1.5. Caractéristiques des concentrations en polluants des eaux de ruissellement des surfaces imperméabilisées	63
9.1.5.1. Pollution sédimentée dans les réseaux	64
9.1.6. Eaux de ruissellement de toiture	65
9.1.6.1. Eaux de toitures et techniques alternatives	65
9.1.6.2. Rôle des toitures vis-à-vis de la pollution	65
9.2. Estimations des flux de pollution générés à l'exutoire d'un réseau unitaire	66
9.2.1. A l'échelle d'un événement pluvial	66
9.2.2. A l'échelle d'une chronique annuelle	67
10. QUALITE DES EAUX DEVERSEES SUR LA ZONE D'ETUDE	68
10.1. Caractéristiques et origines de la pollution des EP urbaines en réseau EU	68
10.1.1. Eaux usées véhiculées par temps de pluie	68
10.1.2. Pollution sédimentée	68
10.2. Estimations des flux polluants générés : résultats	68
10.2.1. Eaux usées	68
10.2.2. Pollution sédimentée après un jour de TS dans le collecteur	68
10.2.3. Pollution déposée sur les surfaces imperméabilisées	68
10.2.4. Estimation du flux polluants rejetés pour une pluie mensuelle : résultats	69
10.2.5. Estimation du flux polluants rejetés en 2008 : résultats	70
11. PROPOSITIONS DE TRAVAUX ET AMENAGEMENTS	71
11.1. Enjeux, contraintes, objectifs fixés	71
11.1.1. Enjeux	71
11.1.1.1. Protection des biens et des personnes	71
11.1.1.2. Protection des milieux récepteurs : limitation des rejets polluants	72
11.1.2. Contraintes	73
11.2. Réduction des volumes d'eaux claires parasites	74
11.2.1. Réduction des volumes d'eaux claires parasites (fiche AMG 1)	74
11.2.2. Réduction de l'apport de la Grivonnière (fiches AMG 2 et 2-2)	76
11.2.2.1. Solution d'aménagement n°1	76
11.2.2.2. Solution d'aménagement n°2	78
11.2.2.3. Analyse multicritère AMG2	79
11.3. Lutte contre les débordements et mises en charge	80
11.3.1. Avenue de Fougères (fiche AMG 3)	80
11.3.2. Rue de Bretagne (fiche AMG 4)	82
11.3.3. Rue des Alignés (fiche AMG 5)	84
11.3.4. Rue de Nantes (fiche AMG 6)	86
11.3.5. Rue de Fuye (fiche AMG 7)	88



11.3.6. Rue Ste Catherine (fiche AMG 8).....	90
11.3.6.1. Solution d'aménagement n°1.....	90
11.3.6.2. Solution d'aménagement n°2.....	91
11.3.7. Rue Charles Toutain (fiche AMG 9)	93
11.4. Autres aménagements pour limiter les débordements et les mises en charge sur le réseau du centre-ville.....	95
11.4.1. Optimisation du volume de rétention	95
11.4.2. Déplacement du déversoir d'orage rue du Général de Gaulle pour augmenter la sollicitation de l'ancien aqueduc.....	97
11.1. Limitations des surverses sur le réseau unitaire.....	99
11.1.1. Limitation des déversements sur le DO4 et DO4b (fiches AMG 13).....	99
11.1.2. Autosurveillance	101
11.2. Autres investigations menées.....	102
12. RECAPITULATIF DES PROPOSITIONS ET AMENAGEMENTS	103
12.1. Synthèse des propositions.....	103
12.2. Proposition de programmation	104
13. ANNEXES	105



LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Etapes de la modélisation	15
Figure 2 : Visualisation en 3D des bassins de collecte aux points de mesure avec une extrapolation du relief (multiplication par 7)	17
Figure 3 : Schéma de principe du suivi mis en place lors de la campagne de mesures	21
Figure 4 : Pluviométrie enregistrée à la station de Météo France.....	22
Figure 5 : Pluviométrie enregistrée à la station Henry Becquerel	23
Figure 6 : Pluviométrie enregistrée à la station de la STEP	23
Figure 7 : Pluviométrie enregistrée à la station du centre horticole	24
Figure 8 : Comparaison des cumuls de pluies journaliers relevés aux stations de Météo France et du Centre Horticole.....	25
Figure 9 : Evolution des débits au point de mesure n°1	26
Figure 10 : Evolution des débits au point de mesure n°2.....	26
Figure 11 : Evolution des débits au point de mesure n°3.....	27
Figure 12 : Evolution des débits au point de mesure n°4.....	27
Figure 13 : Evolution des débits au point de mesure n°5.....	28
Figure 14 : Evolution des débits au point de mesure n°6.....	28
Figure 15 : Plages de temps sec notées sur la campagne de mesures	29
Figure 16 : Courbe de modulation des rejets d'eaux usées	30
Figure 17 : Calage du profil de rejet d'eaux usées	31
Figure 18 : Pluviométrie enregistrée par la station de Météo France lors de la campagne de mesure.....	33
Figure 19 : Pluie du 23 décembre 2011	34
Figure 20 : Pluie du 3 janvier 2012.....	34
Figure 21 : Réponse du réseau lors de la pluie de 23 décembre 2011	35
Figure 22 : Réponse du réseau lors de la pluie de 3 janvier 2012.....	35
Figure 23 : Exemple de fiche de calage	36
Figure 24 : Profil en long de la rue de Bretagne pour la pluie du 3 janvier 2012	38
Figure 25 : Graphe présentant les pluies de projet pour différentes DI et différentes T (entre 0 et 240 min)	41
Figure 26 : Graphe présentant les pluies de projet pour différentes DI et différentes T (entre 120 et 220 min)	41
Figure 27 : Précipitations enregistrées par le pluviomètre du Centre Horticole en 2008, 2009 et 2010.....	46
Figure 28 : Répartition des volumes déversés par DO par rapport au volume total déversé	48
Figure 29 : Répartition des volumes déversés par DO par rapport au volume total déversé	49
Figure 30 : Réponses des déversoirs d'orage face à la pluie du 25 juin.....	51
Figure 31 : Localisation des zones densifiables sur l'aire d'étude	52
Figure 32 : Sous-bassins versants du 42 ^e Régiment se rejetant dans le réseau pluvial de Laval.....	53
Figure 33 : Plan de situation pour l'aménagement n°1	74
Figure 34 : Plan de situation pour l'aménagement n°2	76
Figure 35 : Plan de situation pour l'aménagement n°2-2	78
Figure 36 : Profil de l'avenue de Fougères.....	80



Figure 37 : Canalisation à renforcer – avenue des Fougères	80
Figure 38 : Remplissage du bassin de rétention de la rue de Bretagne	82
Figure 39 : Profil de la rue de Bretagne.....	82
Figure 40 : Canalisations à renforcer – rue de Bretagne	83
Figure 41 : Profil de la rue des Alignés.....	84
Figure 42 : Canalisations à renforcer – rue des Alignés	84
Figure 43 : Profil de la rue de Nantes.....	86
Figure 44 : Canalisations à renforcer – rue de Nantes et rue de Clermont.....	86
Figure 45 : Profil de la rue de la Fuye	88
Figure 46 : Canalisations à renforcer – rue de la Fuye	88
Figure 47 : Profil de la rue Ste Catherine	90
Figure 48 : Canalisations à renforcer – rue Ste Catherine	90
Figure 49 : Pose d'un ouvrage de délestage rue Ste Catherine	91
Figure 50 : Profil de la rue Charles Toutain / avenue de Fougères	93
Figure 51 : Canalisations à renforcer – rue Charles Toutain / avenue de Fougères	94
Figure 52 : Localisation du déversoir d'orage actuel et proposition de reconfiguration	97
Figure 53 : Localisation des ouvrages de déversement et de l'ouvrage de rétention enterré pour la protection du milieu naturel	99
Figure 54 : Résultats de simulation d'une modélisation 3D d'un déversoir d'orage.....	101
Figure 55 : Optimisation de la localisation de capteurs de hauteur, en vue d'instrumentation pour l'autosurveillance d'un déversoir d'orage	101



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Hypothèses de détermination des coefficients de ruissellement.....	18
Tableau 2 : Localisation des points de mesure	21
Tableau 3 : Affectation des ECP.....	29
Tableau 4 : Bilan des résultats du calage.....	37
Tableau 5 : Recensement des dysfonctionnements existants	39
Tableau 6 : Périodes de retour de mise en charge et de débordement en fonction du type d'occupation du sol	40
Tableau 7 : Coefficients de Montana à la station de Laval – Entrammes pour des pluies de durée de 15min à 6h	40
Tableau 8 : Hauteur et intensité pour différentes durées intenses (DI) et différentes périodes de retour (T)	40
Tableau 9 : Tableau des débordements pour T=10 ans	42
Tableau 10 : Volumes débordés pour les différentes pluies de projet	42
Tableau 11 : Volumes incidents et délestés par les déversoirs d'orage pour la pluie du 2 octobre 2003 - Comparaison des résultats avec ceux de l'étude de SETEGUE.....	44
Tableau 12 : Diagnostic qualitatif pour différentes pluies de projet.....	45
Tableau 13 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2008	47
Tableau 14 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2008 avec le modèle Infoworks de SETEGUE.....	48
Tableau 15 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2009	49
Tableau 16 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2009 avec le modèle Infoworks de SETEGUE.....	50
Tableau 17 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage pour l'orage du 25 juin 2009.....	50
Tableau 18 : Caractéristiques des sous-bassins versants du quartier Ferrié	53
Tableau 19 : Dimensionnement des bassins de rétention pour différents débits de fuite	54
Tableau 20 : Volumes de rétention à prévoir pour l'urbanisation des zones densifiables.....	56
Tableau 21 : Principaux postes de production d'eaux usées domestiques.....	57
Tableau 22 : Charges polluantes des eaux usées en fonction de leurs origines	58
Tableau 23 : Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire d'un réseau unitaire.....	59
Tableau 24 : Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire de la zone d'étude.....	60
Tableau 25 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes occupations du sol rejetées annuellement par hectare de projet imperméabilisé	63
Tableau 26 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes pluies.....	64
Tableau 27 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes occupations du sol.....	64
Tableau 28 : Caractéristiques des eaux usées à l'exutoire d'un réseau unitaire après un événement pluvieux	66
Tableau 29 : Ratio des masses de polluants générées par hectare imperméabilisé et par an.....	67
Tableau 30 : Fraction du flux polluant d'eaux usées pouvant déverser par rapport à la pollution EU générée sur 24 h.....	68
Tableau 31 : Pollution apportée par les eaux usées	68
Tableau 32 : Pollution sédimentée dans les collecteurs susceptibles d'être remis en distribution	68



Tableau 33 : Pollution déposée sur les surfaces imperméabilisées suite à 5 jours de TS susceptible d'être entraînée pour un événement pluvieux substantiel	68
Tableau 34 : Pollution déversée au milieu naturel pour une pluie de période de retour 1 mois	69
Tableau 35 : Pollution déversée au milieu naturel pour l'année 2008.....	70
Tableau 36 : Estimation financière de l'aménagement 1.....	75
Tableau 37 : Estimation financière de l'aménagement 2.....	77
Tableau 38 : Estimation financière de l'aménagement 2-2	79
Tableau 39 : Analyse multicritère pour l'aménagement 2	79
Tableau 40 : Projet de renforcement pour l'AMG 3	81
Tableau 41 : Estimation financière de l'aménagement 3.....	81
Tableau 42 : Projet de renforcement pour l'AMG 4	83
Tableau 43 : Estimation financière de l'aménagement 4.....	83
Tableau 44 : Projet de renforcement pour l'AMG 5	85
Tableau 45 : Estimation financière de l'aménagement 5.....	85
Tableau 46 : Projet de renforcement pour l'AMG 6	87
Tableau 47 : Estimation financière de l'aménagement 6.....	87
Tableau 48 : Projet de renforcement pour l'AMG 7	89
Tableau 49 : Estimation financière de l'aménagement 7.....	89
Tableau 50 : Projet de renforcement pour l'AMG 8	91
Tableau 51 : Estimation financière de l'aménagement 8.....	91
Tableau 52 : Projet de renforcement pour l'AMG 8-2.....	92
Tableau 53 : Estimation financière de l'aménagement 8-2	92
Tableau 54 : Estimation financière de l'aménagement 9.....	94
Tableau 55 : Caractéristiques des ouvrages de rétention de la zone d'étude	95
Tableau 56 : Estimation financière de l'aménagement 11.....	96
Tableau 57 : Profil en long des canalisations rue du Général de Gaulle	98
Tableau 58 : Estimation financière de l'aménagement 11.....	98
Tableau 59 : Dimensionnement du bassin du 11 Novembre avant aménagement	99
Tableau 60 : Estimation financière de l'aménagement 13.....	100
Tableau 61 : Dimensionnement du bassin du 11 Novembre après aménagement	100
Tableau 62 : Estimation financière de l'aménagement 13 après AMG 1 à 10	100
Tableau 63 : Listing des propositions	103
Tableau 64 : Programme de travaux	104



TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : Inventaire et localisation des ouvrages de rétention	105
ANNEXE 2 : Carte des SSBV	106
ANNEXE 3 : Coefficients de ruissellement des SSBV	107
ANNEXE 4 : Caractéristiques des SSBV	108
ANNEXE 5 : Réseau modélisé	109
ANNEXE 6 : Carte de la campagne de mesure	110
ANNEXE 7 : Répartition des ECP dans le modèle XPSWMM	111
ANNEXE 8 : Fiches de calage pour les pluies du 23/12/2011 et du 03/01/2012.....	112
ANNEXE 9 : Carte des dysfonctionnements actuels	113
ANNEXE 10 : Carte des débordements et mises en charge pour T=10 ans.....	114
ANNEXE 11 : Carte des débordements pour T=30 ans	115
ANNEXE 12 : Carte des débordements et mises en charge pour T=50 ans.....	116
ANNEXE 13 : Tableau de comparaison des volumes débordés pour différentes périodes de retour	117
ANNEXE 14 : Profils en long pour T=10ans.....	118
ANNEXE 15 : Localisation des déversoirs d'orage.....	119
ANNEXE 16 : Localisation des zones à urbaniser sur l'aire d'étude	120
ANNEXE 17 : Secteur du 42^e Régiment des transmissions	121
ANNEXE 18 : Fiche aménagement du secteur du 42^e Régiment des transmissions	122
ANNEXE 19 : Diagnostic hydraulique du secteur du 42^e Régiment des transmissions pour différentes caractéristiques de l'aménagement proposé	123
ANNEXE 20 : Dispositifs de stockage proposés pour l'urbanisation des zones densifiables.....	124
ANNEXE 21 : Note sur la gestion intégrée du risque inondation par ruissellement urbain	125
ANNEXE 22 : Zones à enjeux	126
ANNEXE 23 : Fiche aménagement 1 – Réduction des ECP au niveau du bassin des Alignés	127
ANNEXE 24 : Fiches aménagement 2 – Réduction des ECP au niveau du bassin des Grivonnières	128
ANNEXE 25 : Fiche aménagement 3 – Renforcement de l'avenue de Fougères	129
ANNEXE 26 : Fiche aménagement 4 – Renforcement de la rue de Bretagne.....	130
ANNEXE 27 : Fiche aménagement 5 – Renforcement de la rue des Alignés	131
ANNEXE 28 : Fiche aménagement 6 – Renforcement de la rue de Nantes et de la rue de Clermont.	132
ANNEXE 29 : Fiche aménagement 7 – Renforcement de la rue de la Fuye.....	133
ANNEXE 30 : Fiche aménagement 8 – Renforcement de la rue Sainte-Catherine.....	134
ANNEXE 31 : Fiche aménagement 9 – Renforcement de la rue Charles Toutain et de l'avenue de Fougères.....	135
ANNEXE 32 : Fiche aménagement 11 – Optimisation des ouvrages de rétention	136
ANNEXE 33 : Fiche aménagement 12 – Augmentation de la sollicitation de l'aqueduc de la rue du Général de Gaulle	137
ANNEXE 34 : Fiche aménagement 13 – Impact sur le milieu récepteur	138
ANNEXE 35 : Zones de disponibilités foncières sur l'aire d'étude	139



1. PREAMBULE

Après avoir réalisé son schéma directeur d'assainissement, la ville de Laval, sous la conduite du Service Eau & Assainissement, poursuit sa réflexion sur le **fonctionnement hydraulique du centre ville rive droite**. Elle souhaite par là coupler la réflexion sur les **rejets au milieu naturel** avec la **lutte contre les inondations**, qui touchent régulièrement ce secteur lors de forts orages.

Cette étude est réalisée :

- avec le concours de l'Agence de l'Eau Loire – Bretagne et du Conseil Général de la Mayenne ;
- avec la participation :
 - des Services Techniques de la ville, notamment les Services de l'Urbanisme et de la Voirie,
 - des services de Laval Agglomération,
 - des services déconcentrés de l'Etat.

Cette étude comporte trois phases distinctes :

- **Phase 1** : Etat des lieux et pré-modélisation ;
- **Phase 2** : Calage métrologique et modélisation ;
- **Phase 3** : Programme d'aménagement.



2. PRESENTATION DES OBJECTIFS ET DE LA METHODE

2.1. Objectifs de la simulation

Les analyses hydrologiques et hydrauliques réalisées dans cette étude ont pour objectifs :

- ⇒ **Améliorer la compréhension du fonctionnement du réseau d'assainissement des eaux pluviales**
- ⇒ **Faciliter la gestion par temps sec et par temps de pluie des infrastructures et du réseau**

Aspect quantitatif :

⇒ Définir la capacité des réseaux

- Déterminer les débits et les volumes apportés en chaque point modélisé, pour chaque pluie de projet et pour des pluies réelles (pluies de calage, pluies historiques) ;
- Mettre en évidence les insuffisances du réseau, ainsi que ses différents points sensibles aux débordements, en situation actuelle ;

Aspect qualitatif :

⇒ Aspect pollution – rejets vers le milieu extérieur

- Déterminer les charges polluantes arrivant au milieu naturel, en établissant le bilan de la répartition des volumes admis sur les volumes déversés.

Sur la base des différents résultats ainsi obtenus, il sera **proposé des aménagements** permettant à la fois de limiter les désordres hydrauliques (mises en charge, débordements...) et de limiter les rejets d'eaux polluées vers le milieu extérieur.



2.2. Méthode appliquée

Ce rapport concerne **la modélisation et le diagnostic** des secteurs soumis à l'approche de type Barré Saint-Venant.

Elle est mise en œuvre sur :

- la majorité du système pluvial du bassin versant d'étude de la ville de Laval ;
- une fraction des réseaux de la commune de Saint Berthevin.

La méthode appliquée lors de cette étude se présente comme suit :

⇒ **Construction du modèle**

- Acquisition et traitement des données de base (plan des réseaux, topographie, occupation du sol, caractéristiques pluviométriques, etc.) ;
- Découpage du secteur en sous-bassins versants homogènes et caractérisation de ces espaces ;
- Détermination des réseaux et repérages des ouvrages à modéliser ;
- Construction du modèle sous le logiciel XPSWMM.

⇒ **Calage du modèle et diagnostic des réseaux**

- Réalisation d'une campagne de mesure durant 6 semaines (6 suivis de débits) ;
- Inventaire des ouvrages de rétention de la zone d'étude ;
- Calage du modèle pour des événements pluvieux réels significatifs enregistrés lors de la campagne de mesures ;
- Simulation du fonctionnement des réseaux modélisés pour différentes pluies de projet, en situation actuelle ;
- Mise en évidence des insuffisances du réseau et des éventuels problèmes de débordements.

⇒ **Propositions d'aménagements**

- Propositions d'aménagements permettant à la fois de participer à l'amélioration du fonctionnement hydraulique et à la limitation du risque d'inondation, et de répondre aux objectifs de réduction des rejets vers le milieu naturel ;
- Ajustement des objectifs des aménagements à réaliser, à savoir le degré de protection contre les inondations et le niveau d'interception de la pollution de temps de pluie ;
- Confrontation de trois scénarii à la programmation initiale du schéma directeur.



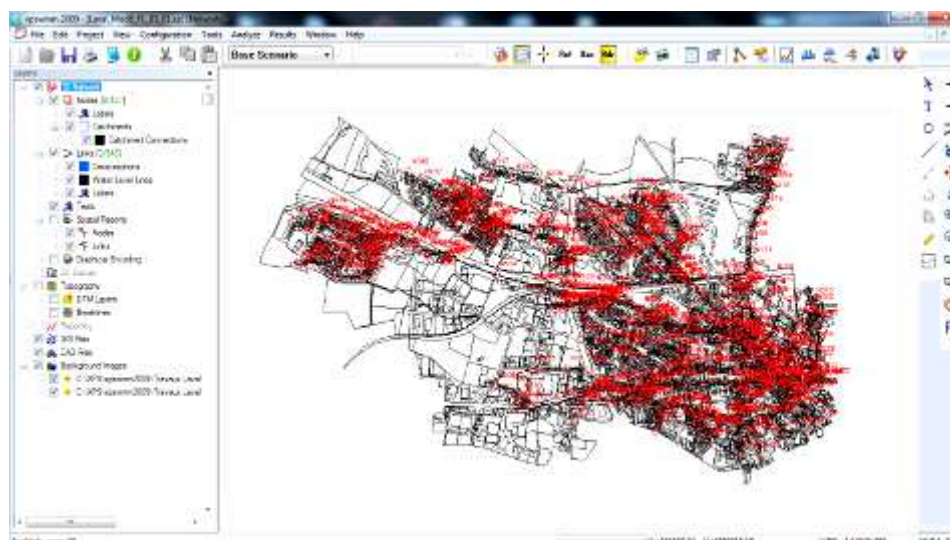
3. CONSTRUCTION DU MODELE

3.1. Logiciel de simulation



3.1.1. Présentation du logiciel de simulation

L'outil informatique utilisé dans le cadre de cette étude est le **logiciel XP-SWMM** (XpSoftware).



Ce logiciel embarque deux modules principaux à savoir :

- un **module hydrologique** de transformation pluie – débit ;
- un **module hydraulique** complet, en régime transitoire, qui calcule les lignes d'eau et la propagation des débits dans les ouvrages (collecteur, déversoir, etc.).

Le module hydrologique natif étant adapté à un contexte anglo-saxon, nous avons préféré recourir à un module hydrologique externe adapté au contexte français, à savoir le **modèle des réservoirs linéaires**.

Les **étapes de la modélisation** sont les suivantes :

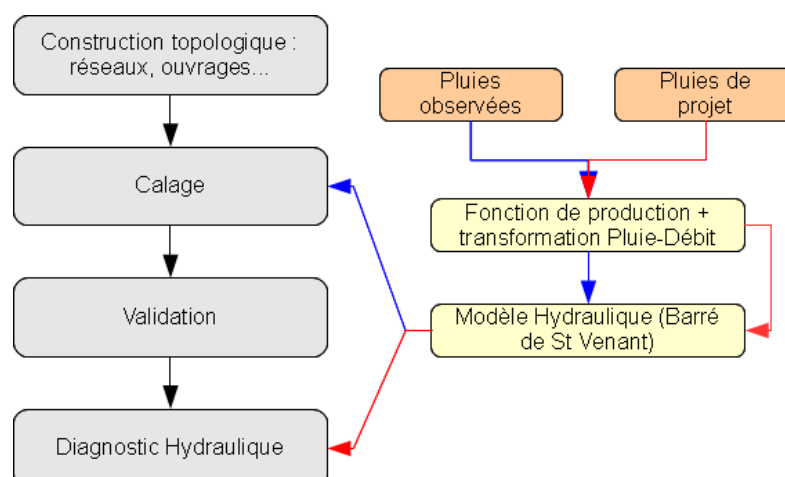


Figure 1 : Etapes de la modélisation



Ainsi, d'un point de vue général, la **mise en œuvre d'un modèle** suppose une **schématisation préalable du réseau** (topologie du système d'évacuation des eaux pluviales) et le **découpage de la zone d'étude en bassins versants** d'apport de caractéristiques homogènes, puis de la **traduction de cette schématisation** dans le logiciel de simulation XP-SWMM.

3.1.2. Intérêt du logiciel de simulation

Une fois calé, un modèle hydraulique permet, pour différentes pluies modélisées, d'**établir un diagnostic fiable du comportement du réseau** face à une pluie, et ainsi de :

- simuler les cycles d'eaux usées (injection d'un profil de rejet sur un ou plusieurs nœuds) ;
- représenter les apports d'eaux claires parasites (injection constante ou variable en fonction de la saisonnalité, sur un ou plusieurs nœuds) ;
- localiser précisément les éventuels débordements ;
- comprendre l'origine de ces désordres hydrauliques (collecteur insuffisamment dimensionné, contrainte aval...) ;
- étudier le comportement des ouvrages existants de décharges (déversoirs d'orage), de rétention (bassin de rétention, bassin d'orage, bassin d'infiltration) ;
- optimiser le fonctionnement des ouvrages (optimisation du stockage...) et infrastructures (limitation des rejets...) existantes ou à créer.

XPSWMM permet de **modéliser tout écoulement à surface libre**, quelle que soit la complexité ou la structure du réseau.

3.2. Données collectées et utilisées

Les analyses hydrologiques et hydrauliques ont été réalisées à partir des données suivantes :

- les plans des réseaux d'assainissement de la commune de Laval au 1/2000^{ème} ;
- les plans de recollement disponibles ;
- les plans de détail des principaux ouvrages ;
- les relevés topographiques des précédentes études ;
- le modèle numérique de terrain (MNT) ;
- les données structurelles du précédent modèle ;
- des études réalisées par RFF pour les écoulements sur la voie ferrée, notamment sur la commune de Saint Berthevin.

En outre, des **reconnaitssances de terrain** ont eu lieu, afin de recueillir des informations supplémentaires nécessaires à la construction et à l'ajustement du modèle, telles que :

- les données topographiques du géomètre mandaté par G2C (*cabinet géomètre expert Elizaldes*) ;
- les cotes fil d'eau des regards levés par le géomètre, relevées par G2C ;
- les données concernant les ouvrages de rétention ;
- l'estimation de surfaces imperméabilisées sur l'aire d'étude...

L'inventaire des ouvrages de rétention, réalisé par G2C, et leurs localisations sont présentés en **annexe 1**.



3.3. Données hydrologiques – quantification des apports par temps de pluie

3.3.1. Description du bassin d'apport

Le **bassin d'apport** de la zone d'étude représente l'ensemble des écoulements en provenance d'un bassin versant, de surface et souterrain, susceptibles de se retrouver à l'exutoire du présent bassin. Ce bassin d'apport reste à **dominante urbaine**, avec une partie plus industrielle sur la partie amont du bassin versant.

Les eaux de ruissellement générées sur ces surfaces sont **collectées d'ouest en est** dans le sens de la plus grande pente, **jusqu'aux collecteurs de berges**, qui sont moins pentus que le structurant de la zone d'étude et qui permettent ainsi la surverse des volumes excédentaires par des **déversoirs d'orage**.

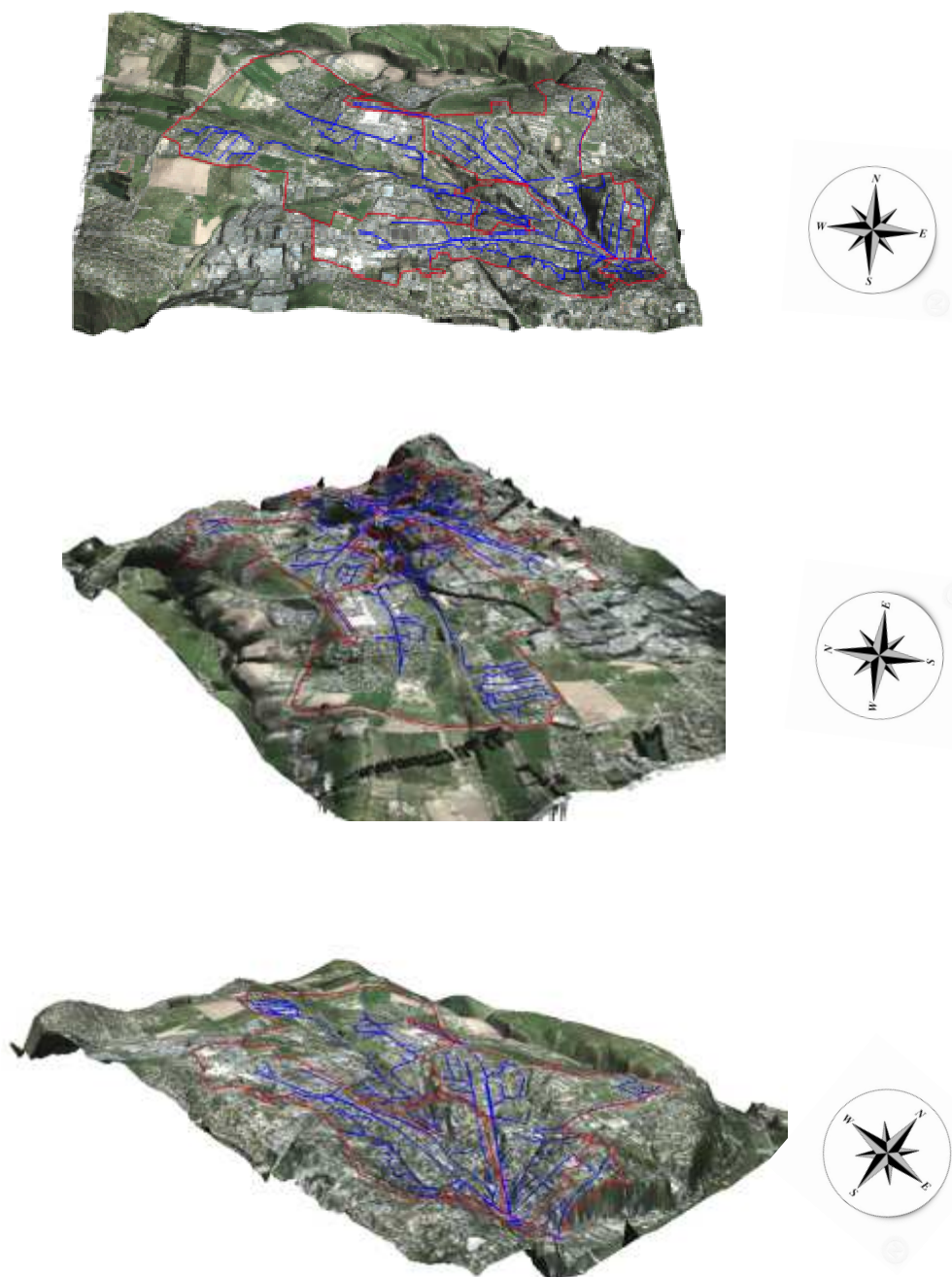


Figure 2 : Visualisation en 3D des bassins de collecte aux points de mesure avec une extrapolation du relief (multiplication par 7)



3.3.2. Découpage en sous-bassins versants élémentaires

Suite aux investigations de terrain, des sous-bassins versants (SSBV) ont été délimités, en considérant une occupation des sols homogène et un exutoire commun.

En tout, **218 sous-bassins versants élémentaires** ont été découpés.

La carte en **annexe 2** illustre cette découpe du secteur d'étude en sous-bassins versants.

3.3.3. Calcul du coefficient de ruissellement

Pour caractériser la capacité d'un bassin versant à ruisseler, un indice est très souvent utilisé en hydrologie de surface : le **coefficient de ruissellement** (Cr). Son calcul et son emploi sont « simples », mais notons qu'il peut conduire à commettre de grossières erreurs.

Ce coefficient est défini comme suit :

$$Cr = \frac{\text{Hauteur d'eau ruisselée [mm]}}{\text{Hauteur d'eau précipitée [mm]}}$$

Ce coefficient est fortement influencé par la couverture du sol. Pour notre étude, le bassin versant étant à dominante **urbaine**, on suppose que Cr est égal au coefficient d'imperméabilisation du sol (**Cr = C_{imp}**).

Pour chacun des sous-bassins versants, le cadastre numérisé a permis d'établir la surface de bâti, de zones enherbées, de voiries ou de parking. Chaque sous-bassin versant, une fois son coefficient d'imperméabilisation déterminé, s'est vu affecté un nœud d'injection qui aboutira à l'injection d'hydrogrammes différenciés aux différents nœuds du modèle construit sous XPSWMM.

La carte et le tableau en **annexe 3** présentent les coefficients de ruissellement attribués aux SSBV.

Remarque : Trois déterminations de Cr ont été présentées pour des hypothèses plus ou moins contraignantes :

	Hypothèses C _{imperméabilisation}		
	Faible	Moyenne	Forte
Bâti	0.7	0.8	0.9
Parcelle seule	0.2	0.3	0.4
Voirie	0.8	0.9	0.95

Tableau 1 : Hypothèses de détermination des coefficients de ruissellement

Initialement, les valeurs des Cr considérées sont les valeurs établies avec les hypothèses faibles. Pour ces hypothèses, les débits de pointe à 10 ans sont présentés dans le tableau en **annexe 4**. Les coefficients de ruissellement seront **ajustés lors de la procédure de calage**, sachant que la plupart du temps les Cr déterminés par le calcul sont largement surestimés.

3.3.4. Autres attributs des SSBV

Les **caractéristiques des sous-bassins versants**, à savoir leur surface, pente, longueur du chemin hydraulique et temps de concentration, sont présentées en **annexe 4** du présent document.



3.4. Données hydrauliques – organisation topologique

3.4.1. Réseaux modélisés

La modélisation concerne les **réseaux d'eaux pluviales** de la ville, qu'ils soient de type séparatif ou unitaire, ainsi que les principaux **bassins de rétention**.

Cette modélisation tient compte également des **apports des communes limitrophes**, notamment de la commune de Saint-Berthevin, en termes d'eaux pluviales raccordées au réseau d'assainissement de la ville de Laval. Ces apports ont été pris en compte en délimitant, sur cette commune, des sous-bassins versants intégrés au modèle.

3.4.2. Segmentation et modélisation des tronçons homogènes

Afin d'assurer la cohérence de la modélisation et d'approcher au plus près le comportement réel du réseau, il est nécessaire que les canalisations modélisées soient découpées en **tronçons hydrauliquement homogènes**, c'est-à-dire des tronçons dont les caractéristiques en termes de capacité (diamètre), de pente et de conditions d'écoulement sont les plus similaires possible.

L'ensemble des **caractéristiques de ces tronçons** ont été renseignées : longueur, section, cote du terrain naturel et cote fil d'eau, donc profondeur, rugosité (coefficient $N = 1/K$, avec K : coefficient de rugosité de Strickler), etc. De plus, les visites de terrains ont permis d'apprécier la nature et l'état des canalisations et donc d'ajuster si besoin les pertes de charges linéaires, ainsi que les pertes de charges singulières pouvant être occasionnées par des singularités de géométrie ou de topographie (contre-pente, rétrécissement, canalisation obstruée, etc.).

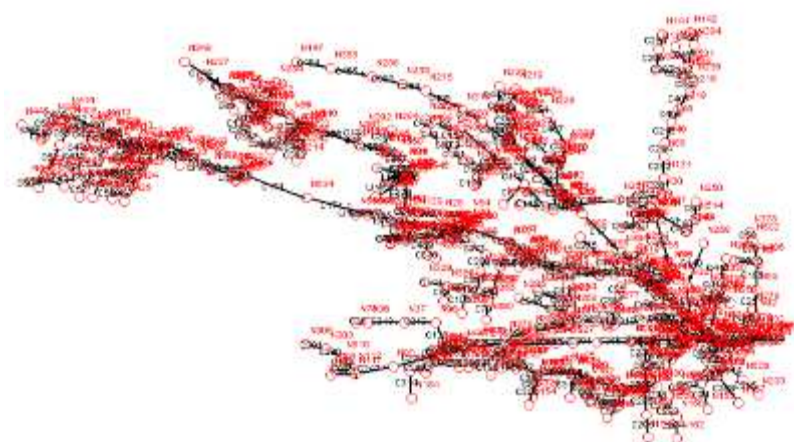
Il est donc essentiel d'avoir une bonne connaissance du réseau à modéliser, connaissance qu'apportent d'une part les plans, mais aussi d'autre part les investigations de terrain.

Au total, **36 km** de canalisations ont été modélisés. Ce linéaire de réseau a été découpé en **584 tronçons hydrauliques**.

La carte du réseau modélisé est présentée en **annexe 5**.



Visuel XPSWMM →

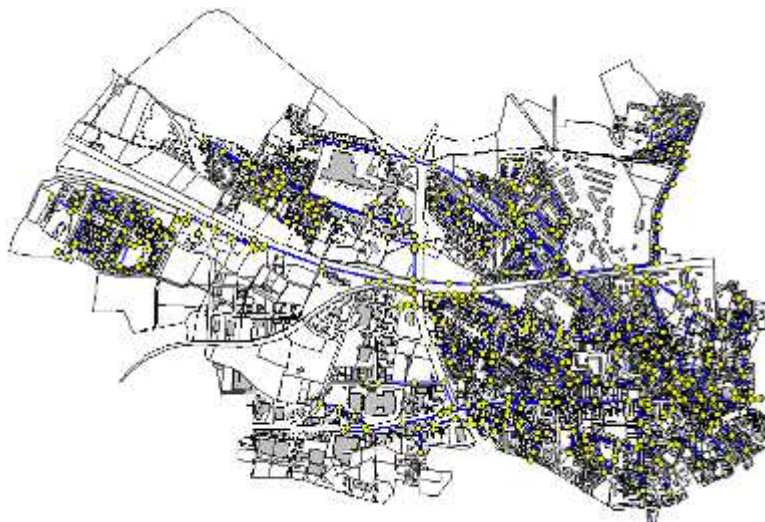




3.5. Construction du modèle

Finalement, la modélisation retenue a engendré la **création** sous le logiciel XP-SWMM de :

- **576 nœuds** ;
- **584 tronçons** hydrauliques ;
- 6 exutoires ;
- **218 sous-bassins versants** ;
- 3 pluies de projet de deux types différents ;
- 2 pluies réelles de calage ;
- 2 chronique annuelle.



Pour chaque catégorie d'éléments, les **entrées de définition** sont les suivantes :

- Nœud et exutoire :
 - Coordonnées X, Y, Z ;
 - Profondeur du regard ;
- Tronçon :
 - Nœud amont et nœud aval ;
 - Longueur ;
 - Rugosité ;
 - Section (type et dimensions) ;
 - Hauteur de chute amont / aval ;
- Sous-bassin versant :
 - Délimitations ;
 - Nœud exutoire ;
 - Longueur du chemin hydraulique ;
 - Pente ;
 - Caractéristiques d'imperméabilisation ;
- Pluie :
 - Pluie de calage ;
 - Pluie de projet ;
 - Pluie réelle.



4. CAMPAGNE DE MESURES

4.1. Métrologie

Afin de caler le modèle hydraulique présenté précédemment, une **campagne de mesures** a été réalisée, du 20 décembre 2011 à fin janvier 2012.

Lors de cette campagne, **6 points de mesures** localisés à des endroits stratégiques, ont été suivis à l'aide de **capteurs hauteur/vitesse de type Mainstream IV** (cf. carte en **annexe 6**).

Ces points ont pour but de fournir un suivi des débits par temps sec et par temps de pluie.

Identifiant	Localisation	Type de mesures	Surface totale interceptée
PM1	Place du 11 Novembre <i>Collecteur unitaire 1300x800</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	7,7 ha
PM2	Place du 11 Novembre <i>Collecteur unitaire Ø1400</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	491,9 ha
PM3	Rue du Général de Gaulle <i>Collecteur unitaire Ø1400</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	106,7 ha
PM4	Rue du Général de Gaulle <i>Collecteur unitaire Ø1400</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	371,2 ha
PM5	Rue des Bouchers <i>Collecteur unitaire Ø1000</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	256,7 ha
PM6	Rue des Vaux <i>Collecteur unitaire Ø800</i>	Hauteur/Vitesse 6 semaines	232,4 ha

Tableau 2 : Localisation des points de mesure

Le **schéma de principe** du suivi mis en place lors de la campagne de mesure est le suivant :

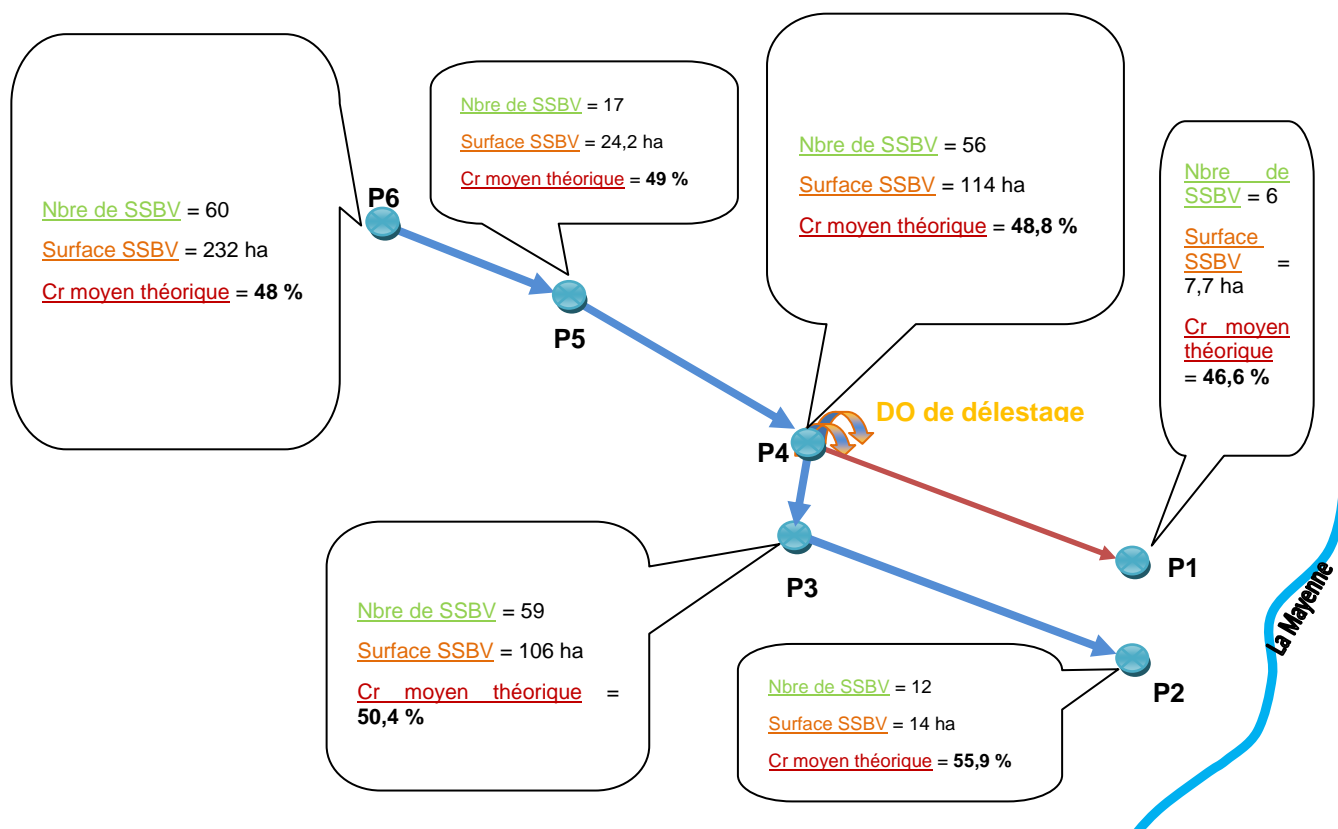


Figure 3 : Schéma de principe du suivi mis en place lors de la campagne de mesures



4.2. Exploitation des pluies

4.2.1. Données pluviométriques

Les **données pluviométriques exploitées** lors du calage du modèle sont :

- les données de la **station automatisée de Météo France à Laval (Laval-Etronnier)**,
- les données des **pluviomètres de la ville de Laval** : pluviomètre du Centre Horticole, station Henry Becquerel et pluviomètre de la station d'épuration.

4.2.2. Présentation des chroniques de pluies enregistrées

L'ensemble des **pluies enregistrées** sur les différents pluviomètres sont présentées ci-dessous :

- Station Météo France à Laval (Laval-Etronnier) :

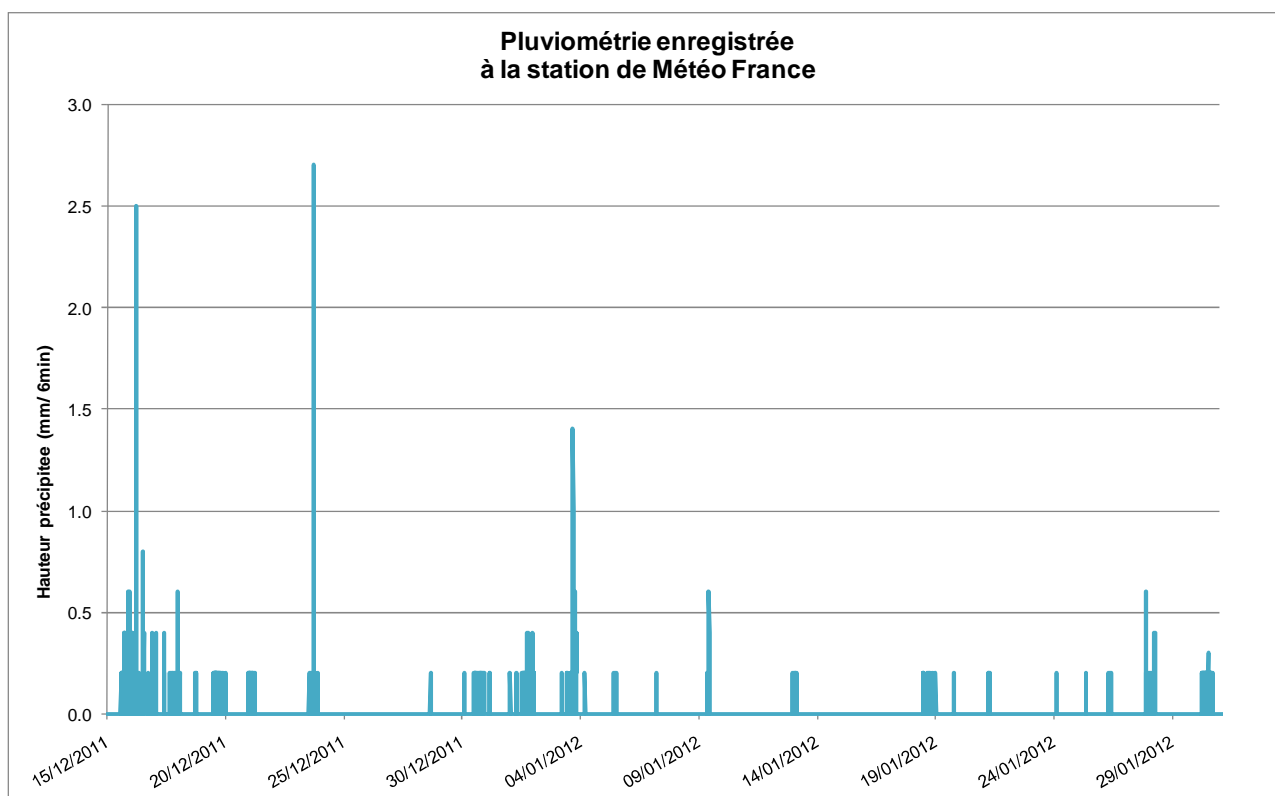


Figure 4 : Pluviométrie enregistrée à la station de Météo France



- Station Henry Becquerel :

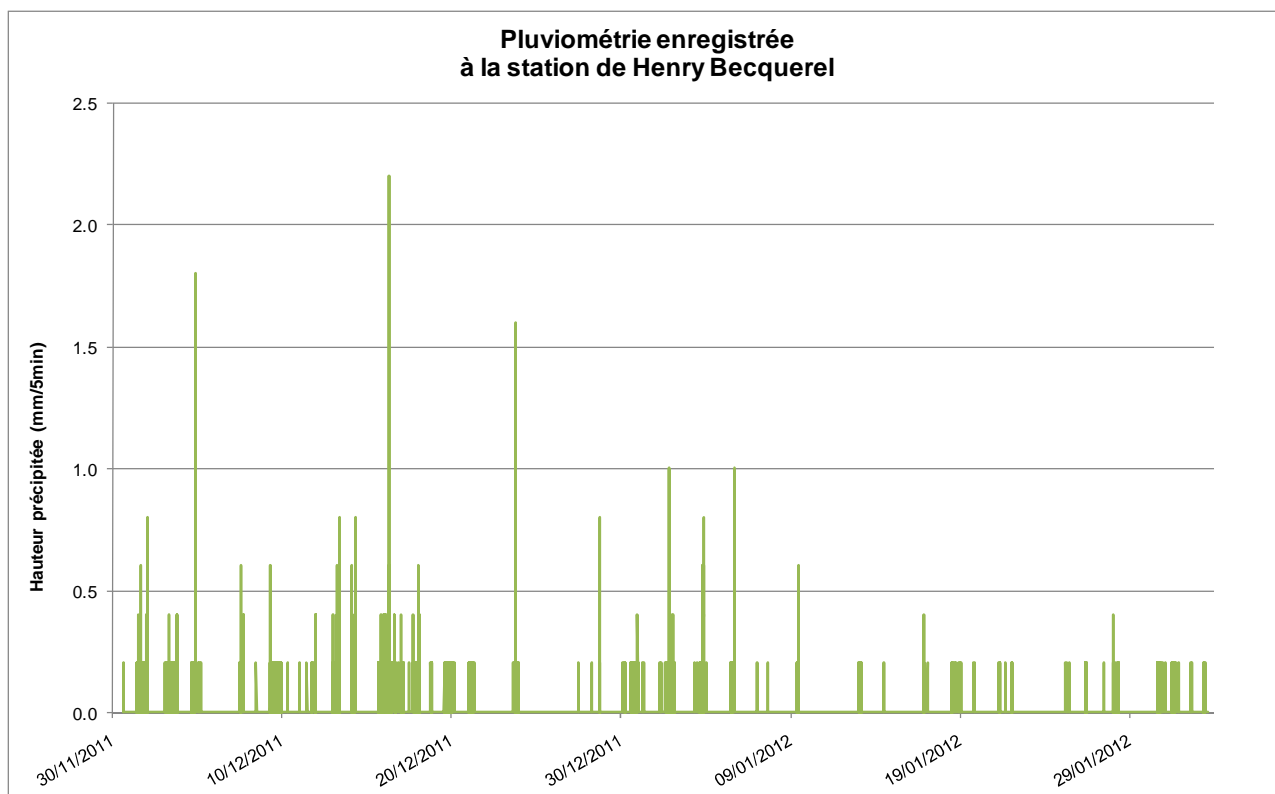


Figure 5 : Pluviométrie enregistrée à la station Henry Becquerel

- Station située à la STEP :

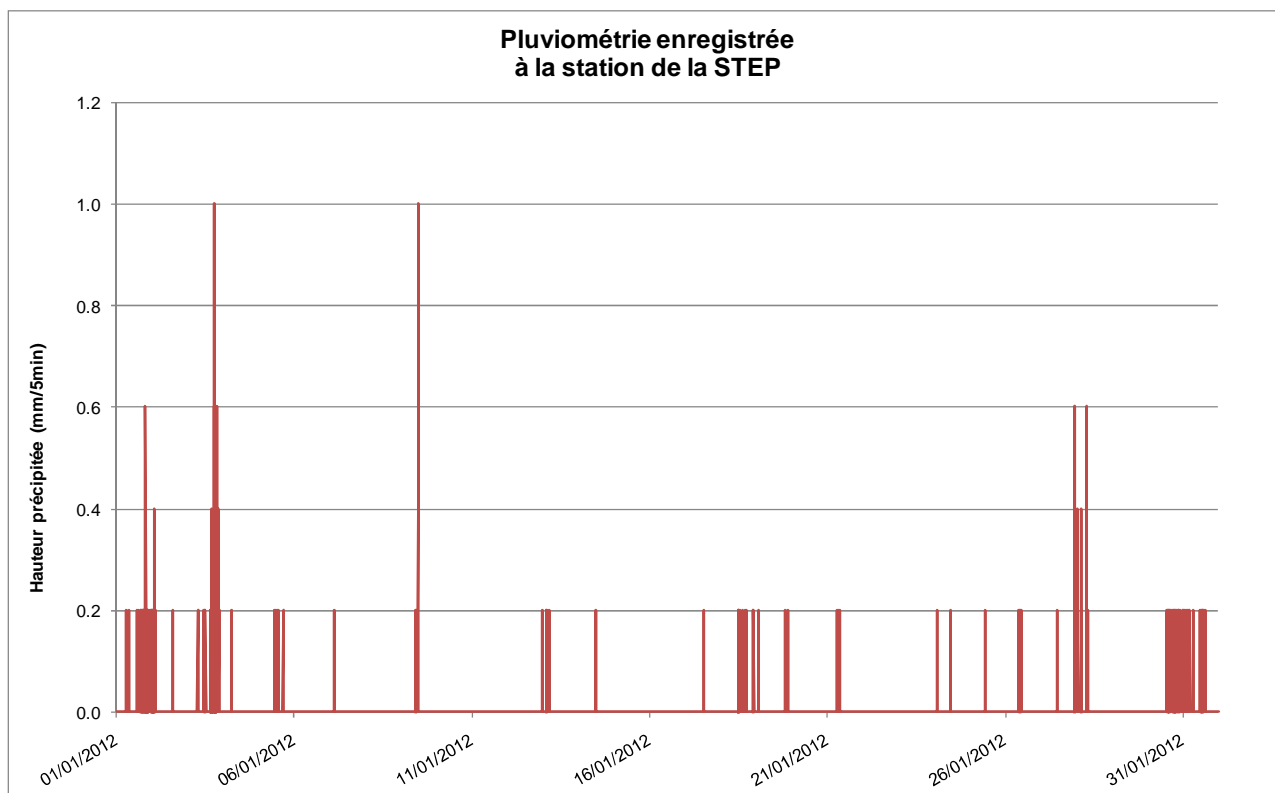


Figure 6 : Pluviométrie enregistrée à la station de la STEP



- Station localisée au Centre Horticole :

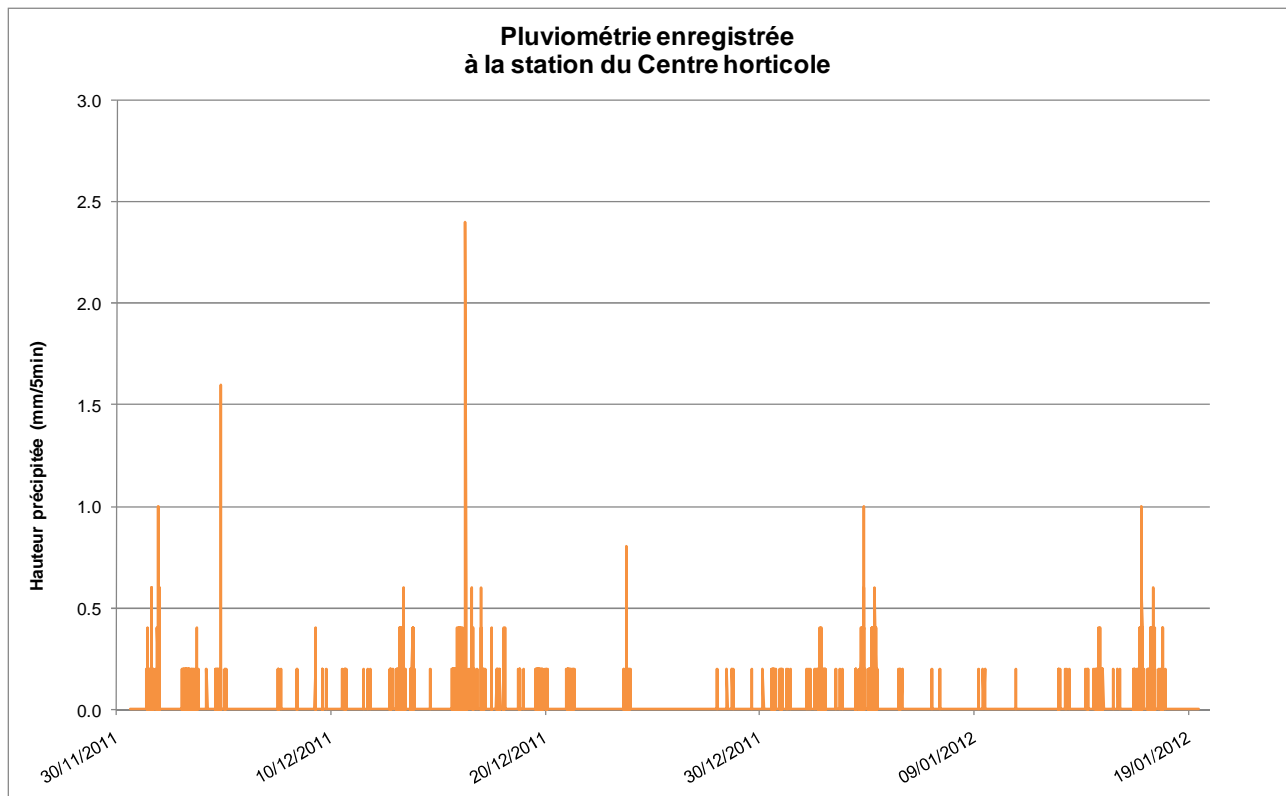


Figure 7 : Pluviométrie enregistrée à la station du centre horticole



4.2.3. Données pluviométriques utilisées pour le calage

Dans un premier temps, il était prévu de caler le modèle à partir des **données du pluviomètre du Centre Horticole** de la ville de Laval.

Néanmoins, il s'est avéré que les chroniques de pluies disponibles pour cette station présentaient une incohérence à partir du début du mois de janvier. En effet, il y avait une **incohérence entre les pluies et les réponses mesurées** par les points de mesure hauteur/vitesse placés sur le réseau.

Cette incohérence a été **vérifiée à partir des données de Météo France**, ainsi que des données issues des autres pluviomètres de la ville de Laval.

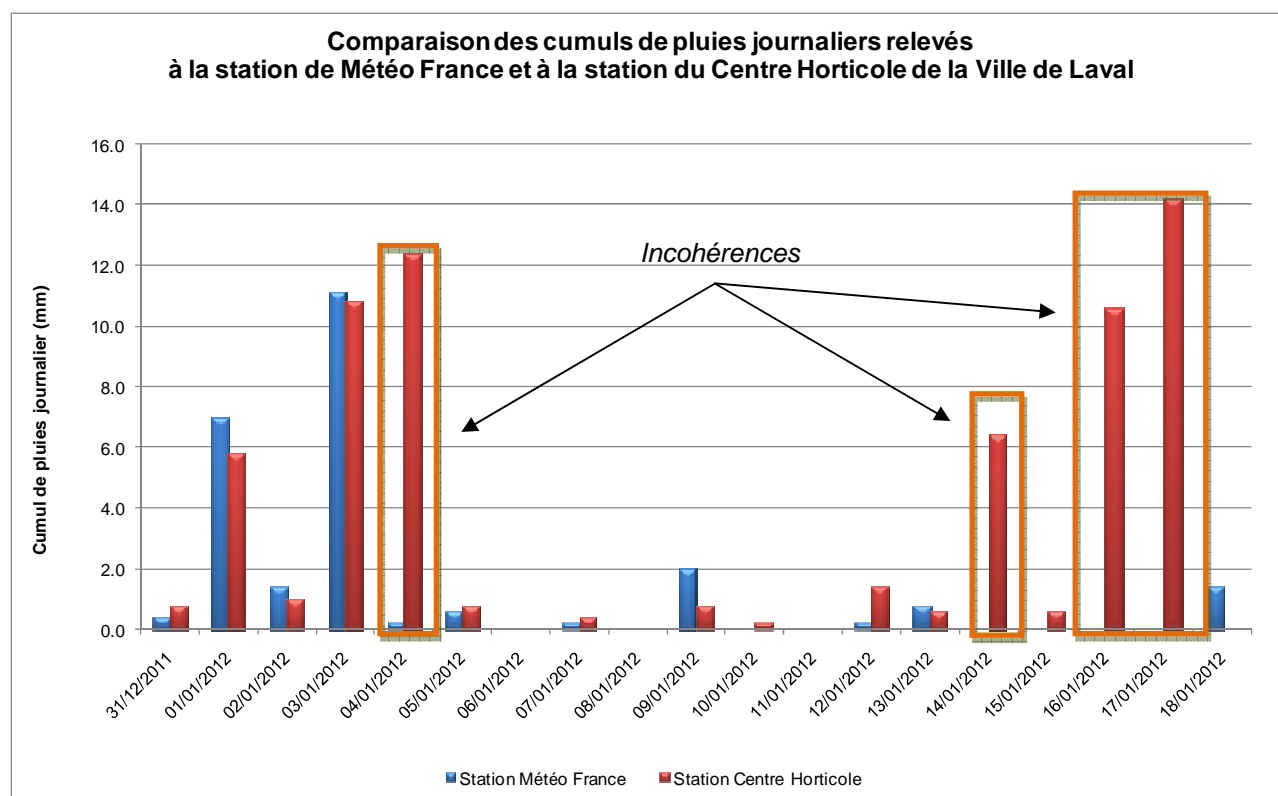


Figure 8 : Comparaison des cumuls de pluies journaliers relevés aux stations de Météo France et du Centre Horticole

Par conséquent, le modèle n'a finalement pas été **calé** à partir des données pluviométriques issues de la station du Centre Horticole de la ville de Laval, mais **à partir de celles fournies par Météo France**. Ces dernières sont en accord avec les variations de débits enregistrés sur les Mainstream IV et cohérentes avec les données relevées par les deux autres pluviomètres de la ville de Laval.



4.3. Exploitation des débits

Suite à la campagne de mesures, les débits mesurés ont été exploités et comparés aux données pluviométriques.

Les graphes ci-dessous présentent les **valeurs de débits enregistrées** en chaque point de mesure.

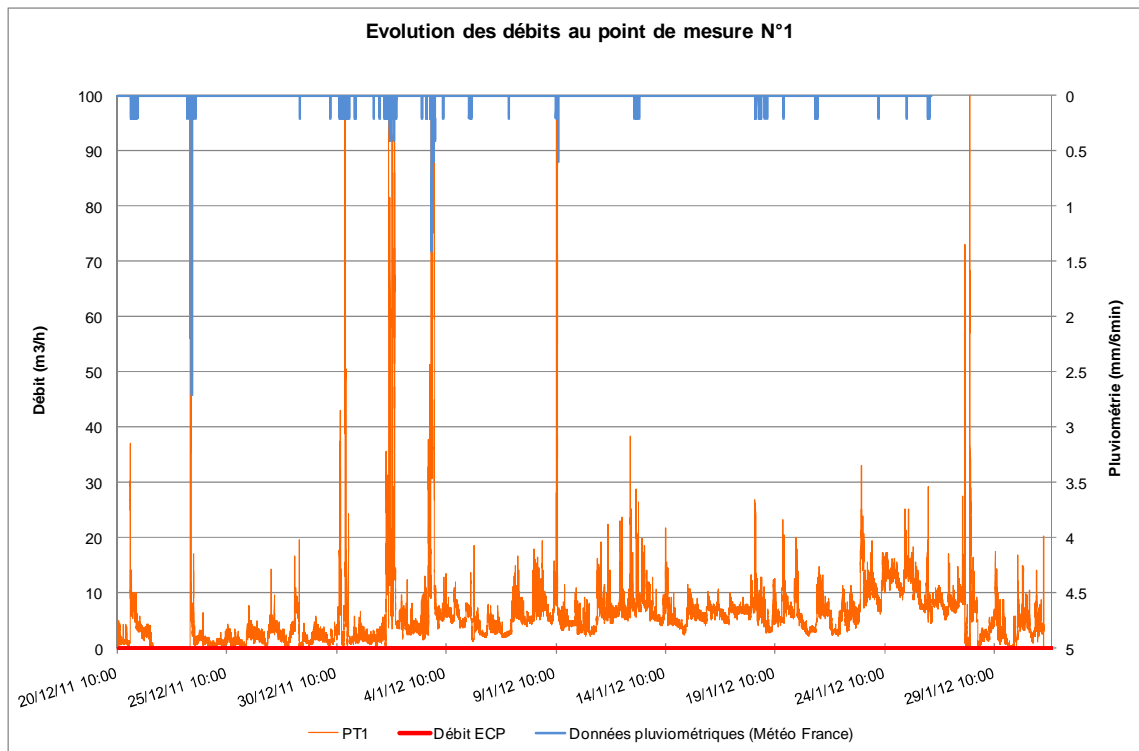


Figure 9 : Evolution des débits au point de mesure n°1

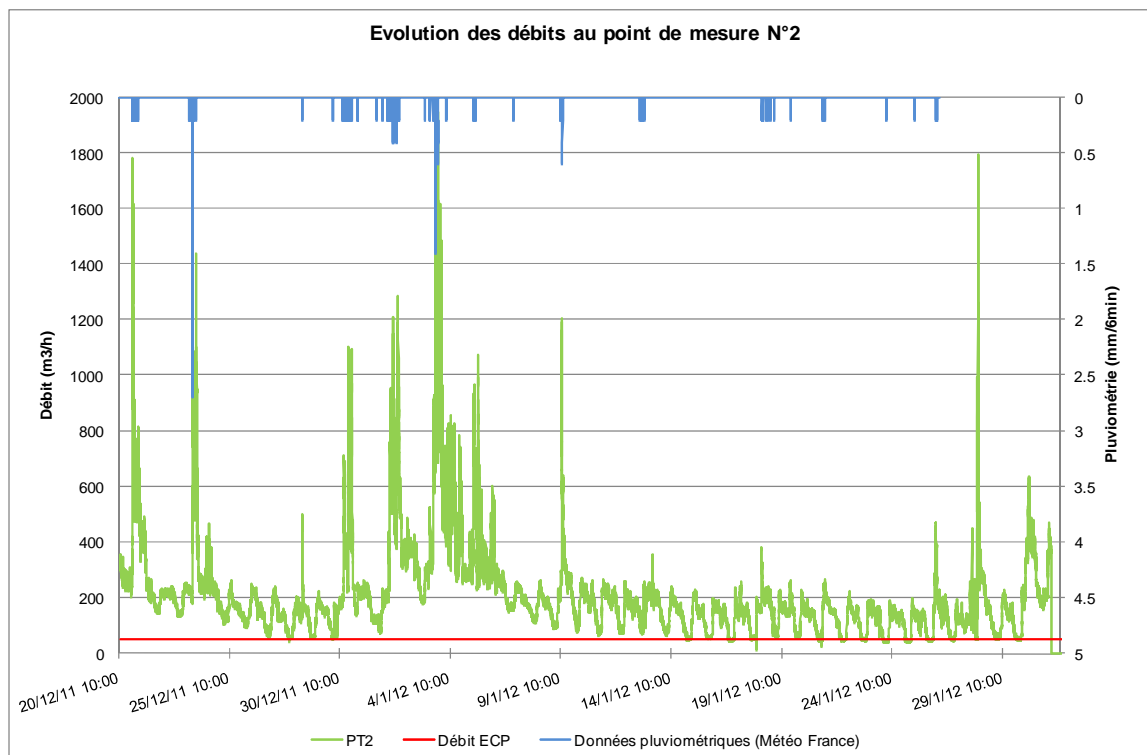


Figure 10 : Evolution des débits au point de mesure n°2

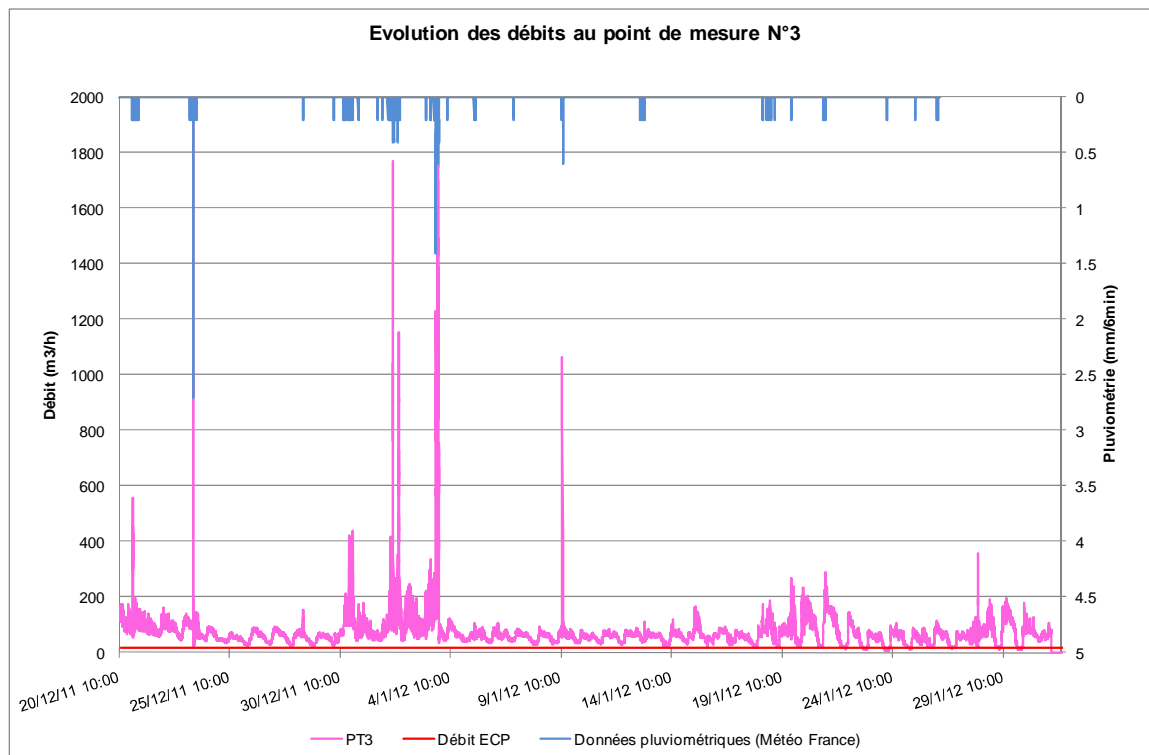


Figure 11 : Evolution des débits au point de mesure n°3

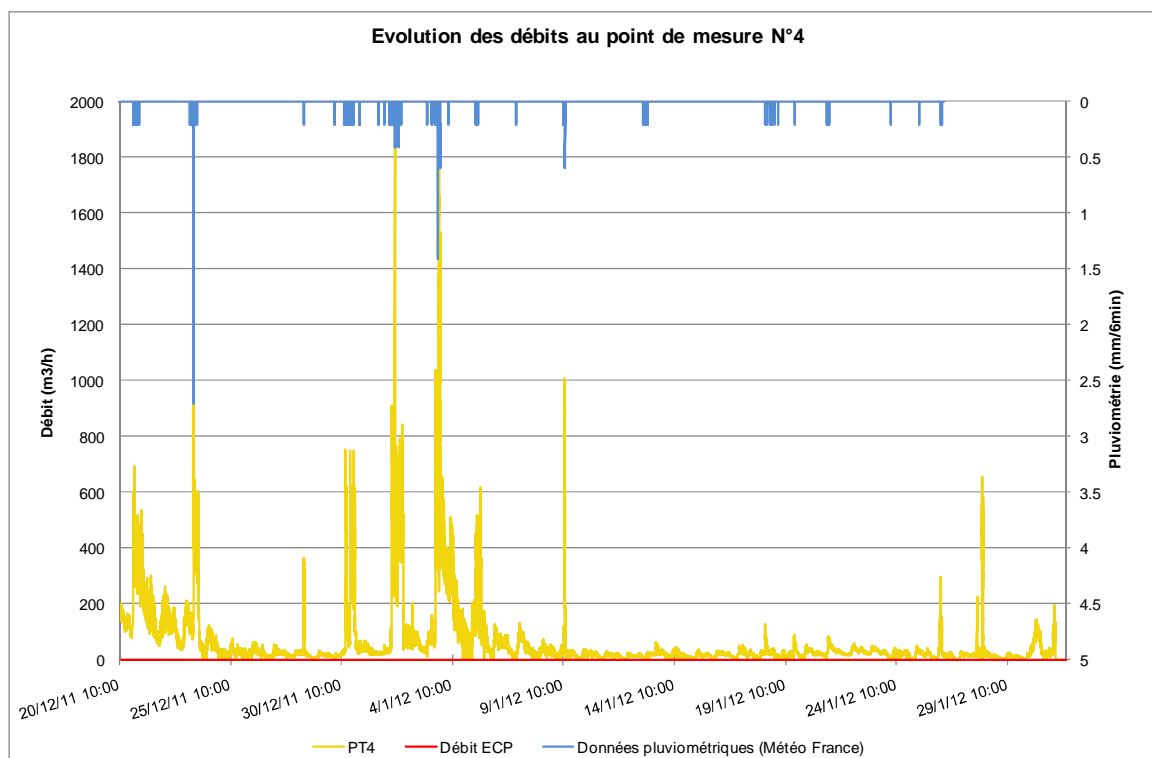


Figure 12 : Evolution des débits au point de mesure n°4

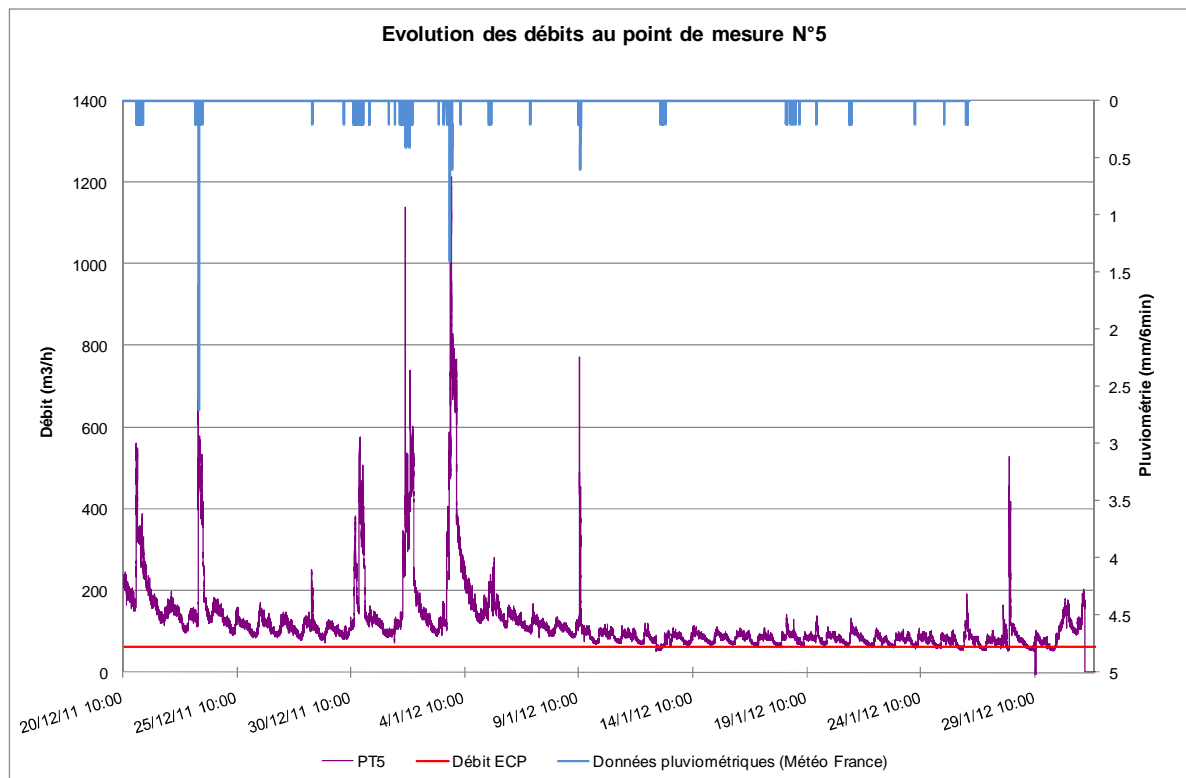


Figure 13 : Evolution des débits au point de mesure n°5

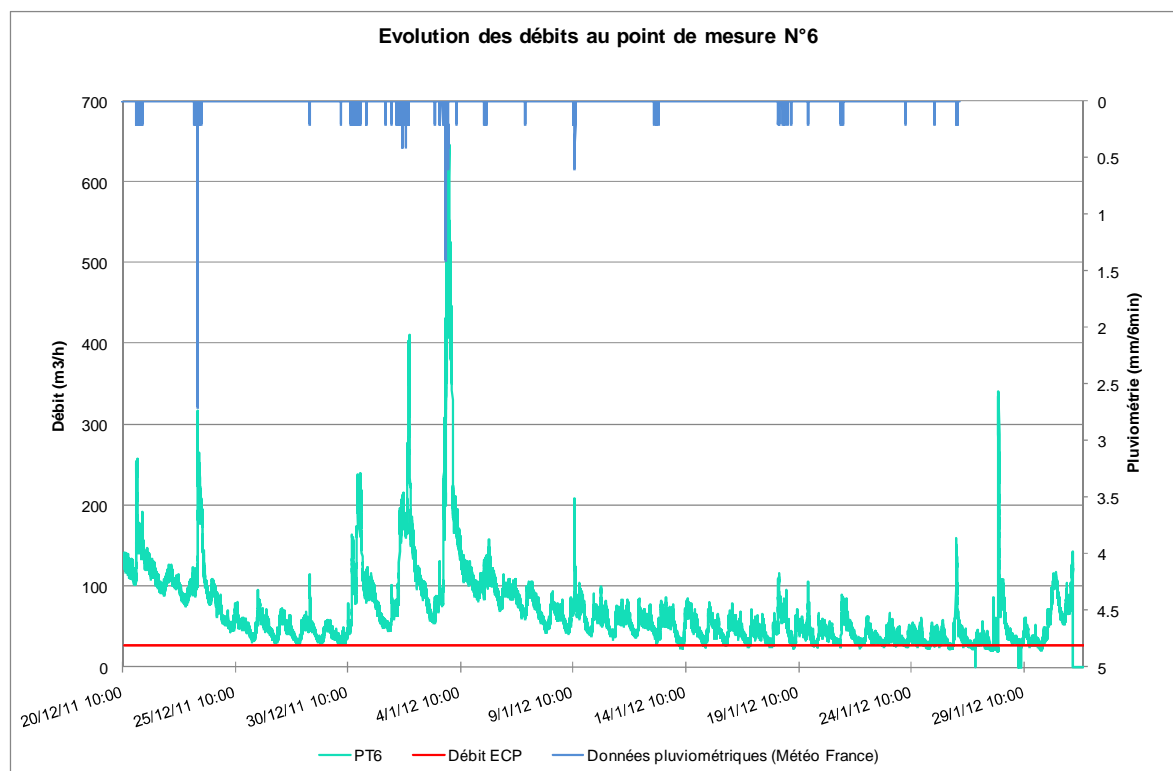


Figure 14 : Evolution des débits au point de mesure n°6



4.4. Apports de temps sec

4.4.1. Eaux claires parasites

Le **débit des eaux claires parasites (ECP)** a été estimé pour chaque point de mesure.

Au point de mesure considéré, le débit des eaux claires parasites peut être déterminé en considérant soit minima nocturnes, soit le 5^{ème} centile de la chronique de débit. L'approche retenue pour la détermination de ces débits est le 5^{ème} centile des valeurs acquises au pas de temps 2 min, car cette approche permet de rejeter les valeurs extrêmes de la chronique.

Remarque : Le 5^{ème} centile de la chronique de débits est le débit pour lequel 5% des valeurs mesurées sont inférieures à la valeur donnée.

Les ECP ont été étudiées sur trois des chroniques de jour de temps sec durant la campagne de mesures.

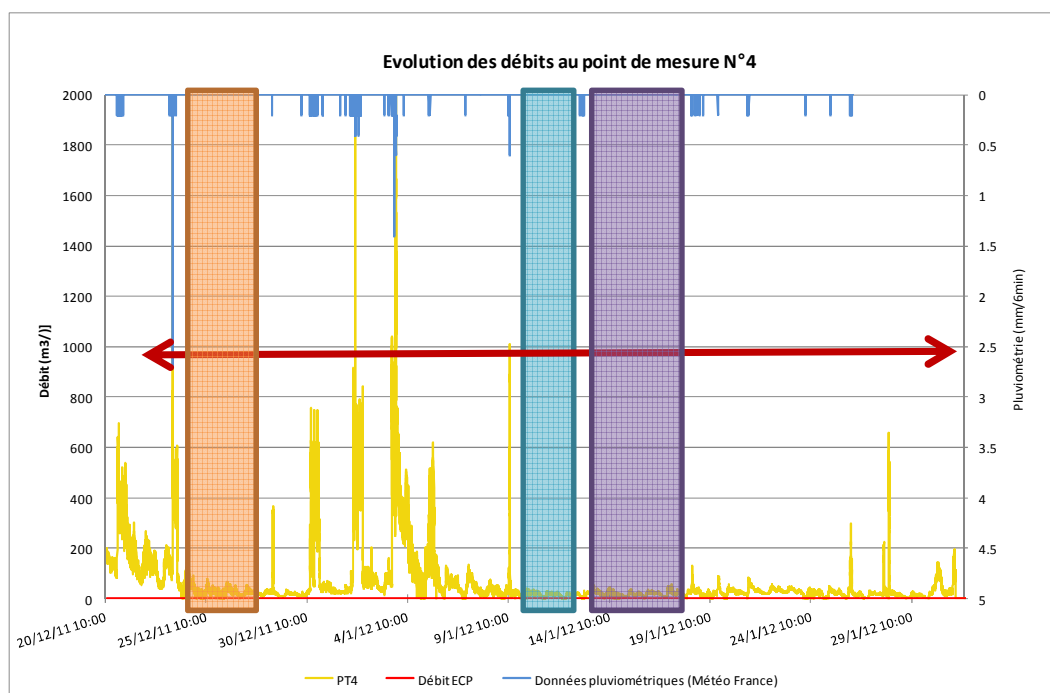


Figure 15 : Plages de temps sec notées sur la campagne de mesures

La localisation précise des apports d'ECP n'est pas connue. Néanmoins, les visites de terrains ont permis d'apprécier davantage la localisation principale de ces infiltrations. Ainsi, des infiltrations se retrouvent notamment de manière conséquente en **amont du point 6**. Les apports sont déduits des volumes mesurés aux différents points de mesures placées sur le réseau lors de la CDM.

L'analyse des ECP s'est avérée délicate, car certains points de mesure ont vraisemblablement **sous comptés (point de mesure 4 et 6 en moindre mesure)** les volumes transités (dépôt sur le capteur). Le tableau suivant explicite débit d'ECP affecté entre chaque point de mesures :

Identifiant du nœud auquel a été affecté le débit d'eau claire	Point de mesure aval	Débit journalier
N28	Pt 6	1 200 m ³ /j
N90	Pt 5	350 m ³ /j
N131	Pt 4	180 m ³ /j
N151	Pt 3	350 m ³ /j
N257	Pt 5	350 m ³ /j
N267	Pt 4	180 m ³ /j
TOTAL :		2 610 m³/j

Tableau 3 : Affectation des ECP



Les volumes d'ECP ont été **affectés de manière ponctuelle** sur les zones potentiellement les plus sujettes à récupérer ces ECP. Néanmoins, dans la réalité, ces apports peuvent être diffus et s'infiltrer de manière linéaire sur une partie de réseau.

Une **carte des ECP introduites** dans le modèle pour le calage est présentée en **annexe 7**. Ces ECP ont été nuancées et attribuées lors de la procédure de calage. Ces volumes resteront identiques pour les pluies de projet (volumes négligeables).

Il convient de nuancer l'affectation de ces eaux claires parasites. La prise en compte de ces débits est importante pour réaliser les bilans volumiques globaux par temps sec et par temps de pluie. Néanmoins, ces **débits restent négligeables** au vu des débits pluviaux générés par le ruissellement. L'objectif de la présente étude étant d'identifier les dysfonctionnements et de quantifier le volume rejeté au milieu récepteur.

Lors de la modélisation sur un événement pluvieux, il sera fait l'hypothèse, que les **volumes d'eaux claires parasites** intégrés dans le modèle sont **constant**.

Remarque : La grande variabilité de volumes d'ECP s'observe durant la campagne de mesures et a déjà fait l'objet d'investigations dans l'étude de 2006. Les ECP identifiées sont cohérentes avec les études précédentes, avec un volume somme toute plus important en amont du point 6.

4.4.2. Eaux usées

Afin de retranscrire le phénomène de rejet des eaux usées dans les réseaux unitaires de la zone d'étude, le rôle d'eau AEP a été géolocalisé. Ainsi, la **consommation d'eau potable** a été affectée aux nœuds du modèle. Une fois affecté, l'hypothèse a été faite que **90 % du volume consommé est rejeté** au réseau unitaire, soit environ **430 000 m³ par an**.

Pour simuler le comportement réel des rejets, un **profil de rejet**, établi sur une **journée moyenne de temps sec** durant la campagne de mesure, a été renseigné dans le modèle. Pour cela, une **courbe de modulation des rejets d'eaux usées** a été intégrée au moteur de calcul.

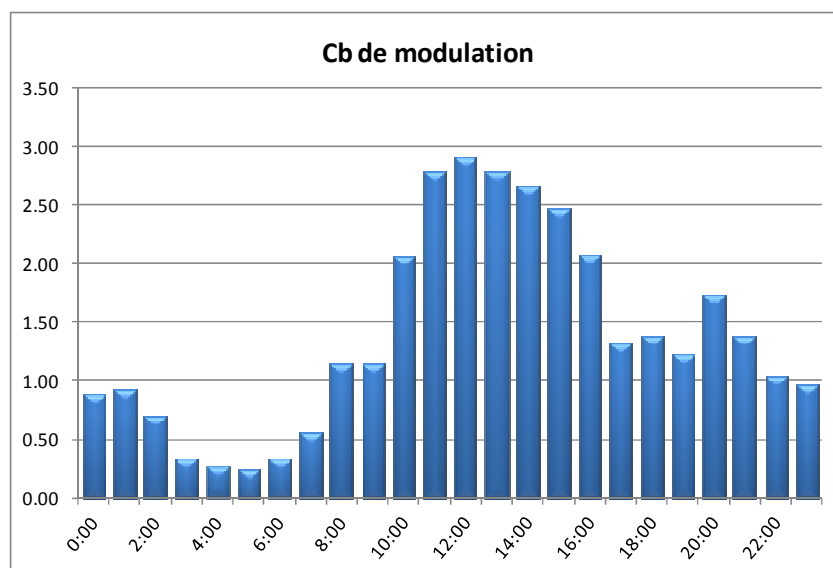


Figure 16 : Courbe de modulation des rejets d'eaux usées



Pour **s'assurer de l'assimilation dans le modèle du profil de rejet des eaux usées**, le graphique suivant présente les débits mesurés lors de la journée moyenne de temps sec (journée du 26/12/2011 de la CDM), comparés aux débits mesurés dans le modèle par temps sec.

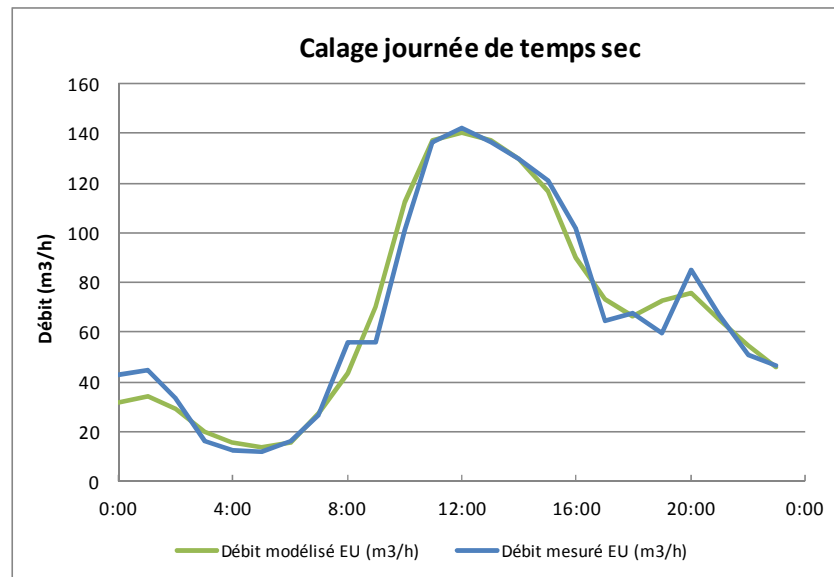


Figure 17 : Calage du profil de rejet d'eaux usées

Remarque : Le **débit d'eaux industrielles** a été intégré avec le rôle d'eau. Il est donc comptabilisé dans le débit sanitaire théorique cumulé.



5. CALAGE ET VALIDATION DU MODELE

Comme le stipule l'étude de modélisation de 2006, il ne faut pas perdre de vue que la simulation n'est qu'une **représentation approchée et conceptuelle** de la réalité, parfois plus ou moins simplificatrice des causes et des effets.

Le calage d'un modèle numérique vise à **reproduire des événements de référence** par l'ajustement de paramètres à base physique. On suppose qu'après calage du modèle informatique, celui-ci permettra de reproduire le comportement du réseau pour d'autres événements pluvieux (réels ou symboliques, observés ou construits).

L'intérêt est donc de reproduire de manière le plus réaliste possible, le comportement du réseau pour des sollicitations pluvieuses pour lesquelles aucunes mesures n'ont été réalisées.

5.1. Méthodologie du calage hydrologique et hydraulique

Le modèle de ruissellement utilisé est un modèle de stockage élémentaire appelé « **modèle du réservoir linéaire** », applicable à un bassin versant équipé d'un système de drainage artificiel. Il est utilisé avec coefficient de ruissellement constant.

Ce modèle conceptuel permet alors de **produire une réponse hydrologique (débit) à une pluie donnée**, via une fonction de transformation. C'est ce débit, produit pour chacun des sous-bassins versants à partir des pluies (réelles ou de projet), qui est injecté aux nœuds du réseau.

Le calage porte sur les **composantes hydrologique** (transformation des pluies en débits) **et hydraulique** (propagation des débits).

Les résultats des simulations, par **comparaison aux mesures identifiées**, permettent de vérifier les hypothèses de travail et éventuellement de modifier certains paramètres utilisés dans la construction du modèle. En effet, des résultats aberrants ou demandant des paramètres de construction invraisemblables sont autant d'indices d'un mauvais choix d'hypothèses ou d'erreurs de modélisation.

Afin de caler le modèle, **les paramètres suivants sont potentiellement modifiés** par rapport à la situation théorique initiale :

- Coefficients de ruissellement des sous-bassins versant ;
- Pertes initiales (fraction de la pluie ne participant pas au ruissellement) ;
- Lag-time des sous-bassins versants ;
- Répartition des flux ;
- Consignes de régulation des ouvrages (DO, bassin de rétention, bassin d'infiltration...).

C'est en fait la **qualité des résultats du calage**, alliée à la cohérence des paramètres calés, qui permettent de passer à la phase de validation.



5.2. Choix des pluies de calage

5.2.1. Pluies enregistrées sur la zone d'étude durant la CDM

Lors de la campagne de mesure, peu d'événements significatifs ont été recensés. Il a donc été choisi de considérer comme pluies de calage les **pluies présentant une typologie et un cumul de pluie significatif**.

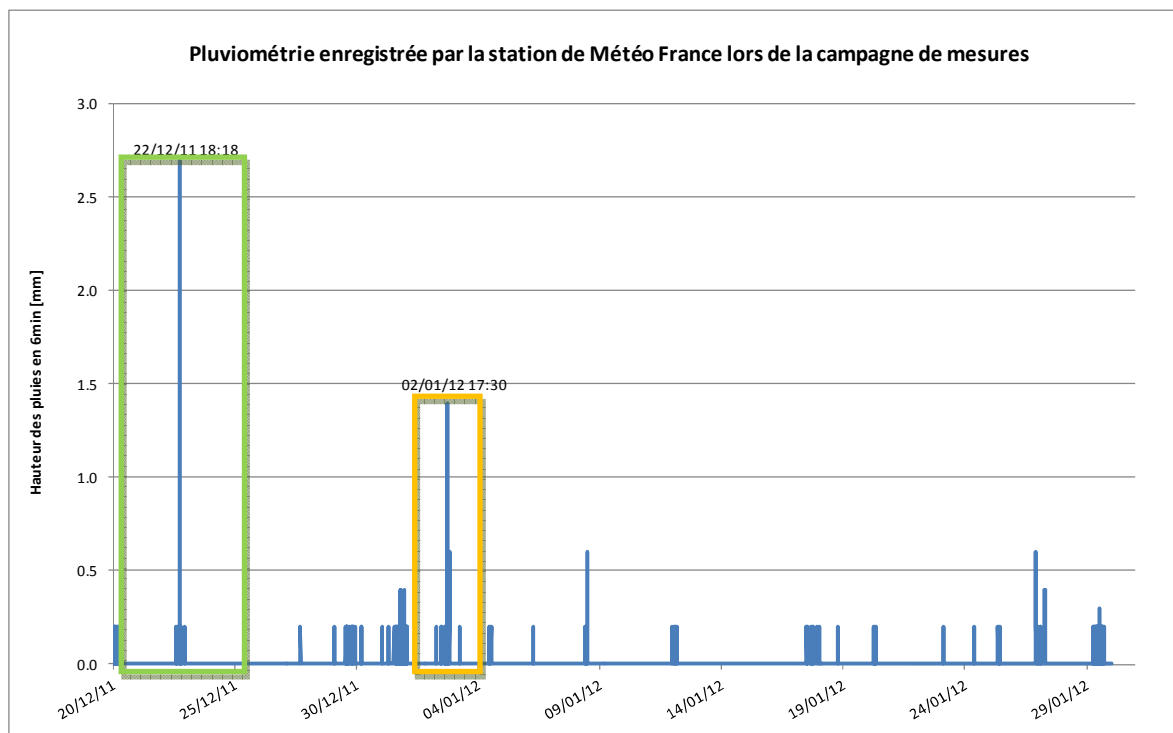


Figure 18 : Pluviométrie enregistrée par la station de Météo France lors de la campagne de mesure

Par conséquent, pour le calage du modèle, **deux pluies réelles** ont été utilisées :

- la **pluie du 23 décembre 2011**, de 12h00 à 0h00, pour laquelle il a été enregistrée 4,5 mm de précipitations en 12h, avec un pic de 2,7 mm en 6min. Cette pluie présente l'intérêt d'avoir un comportement en double triangle, donc proche de la typologie des pluies de projet modélisées par la suite ;
- la **pluie du 3 janvier 2012**, de 12h00 à 0h00, pour laquelle il a été enregistrée 10,5 mm de précipitations en 12h, avec un pic de 1,4 mm en 6min.

La pluie du 23 décembre est utilisée au cours de la première phase de calage, afin d'**affiner les paramètres caractérisant l'hydrologie des bassins versants**. Tandis que la pluie du 3 janvier est employée au cours de la seconde phase de calage, afin de **valider la représentativité du modèle** dans sa globalité (hydrologique et hydraulique).



Les hyétogrammes et hauteurs cumulées de ces pluies sont présentés ci-dessous :

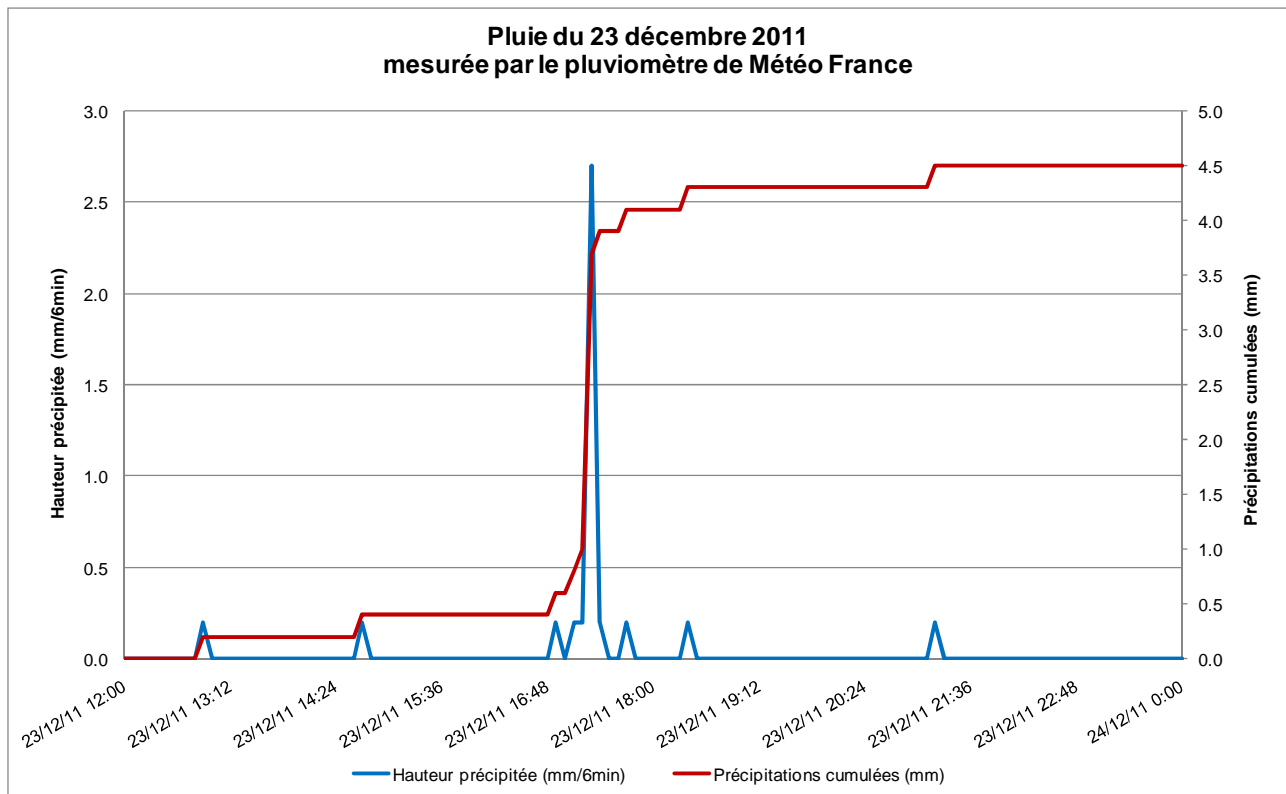


Figure 19 : Pluie du 23 décembre 2011

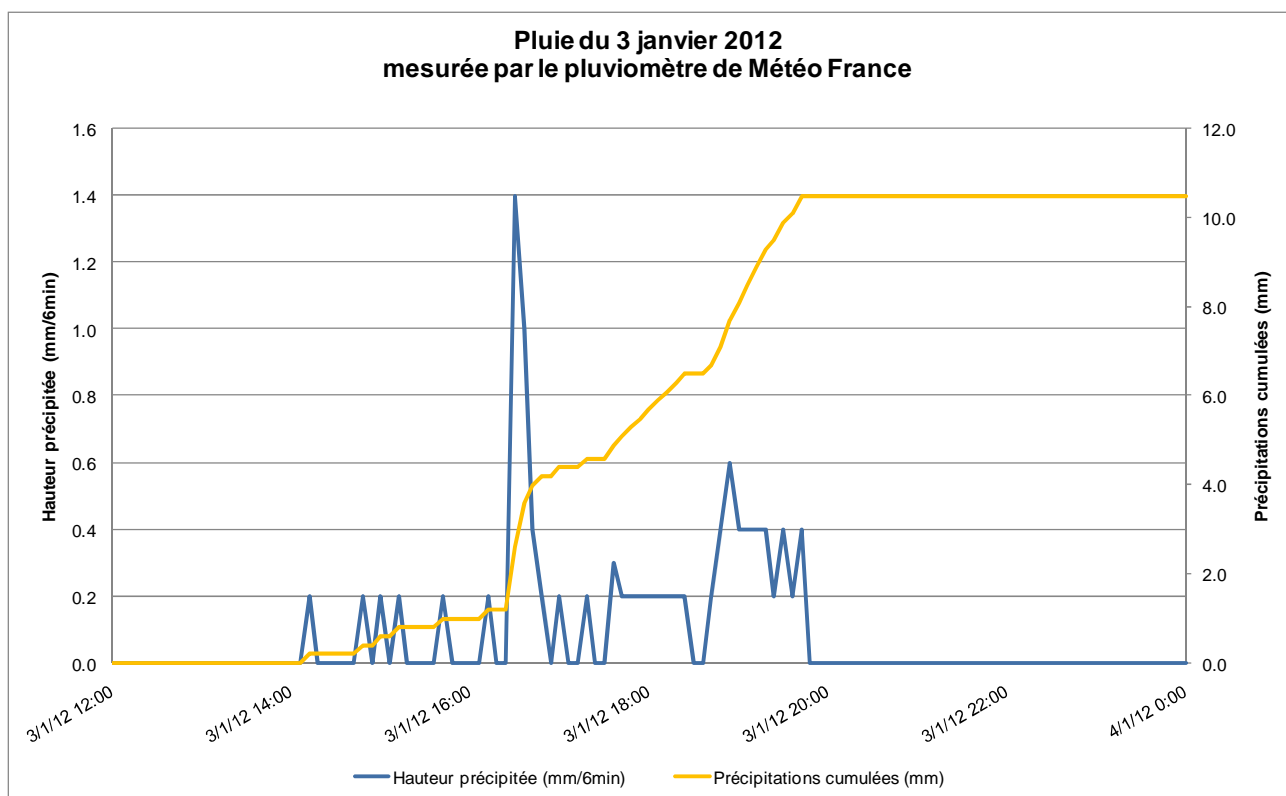


Figure 20 : Pluie du 3 janvier 2012



5.2.2. Débits enregistrés aux points de mesures pour les pluies de calage

Les débits enregistrés par les points de mesures lors de ces deux pluies sont les suivants :

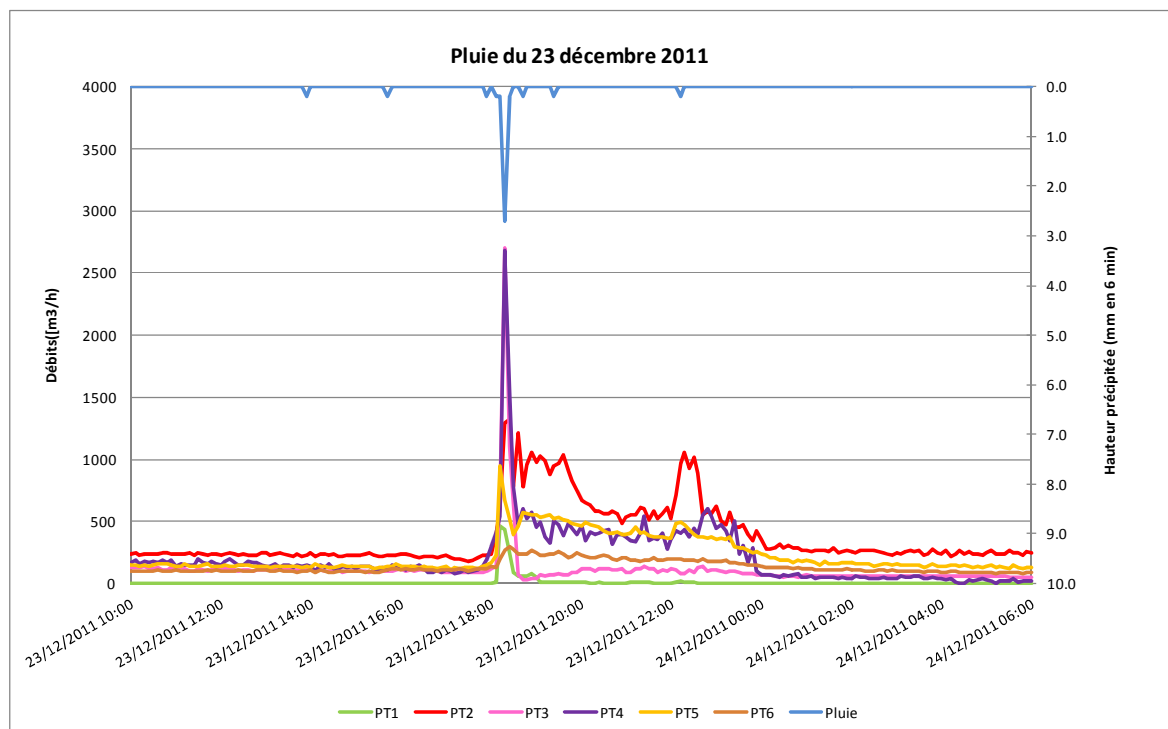


Figure 21 : Réponse du réseau lors de la pluie de 23 décembre 2011

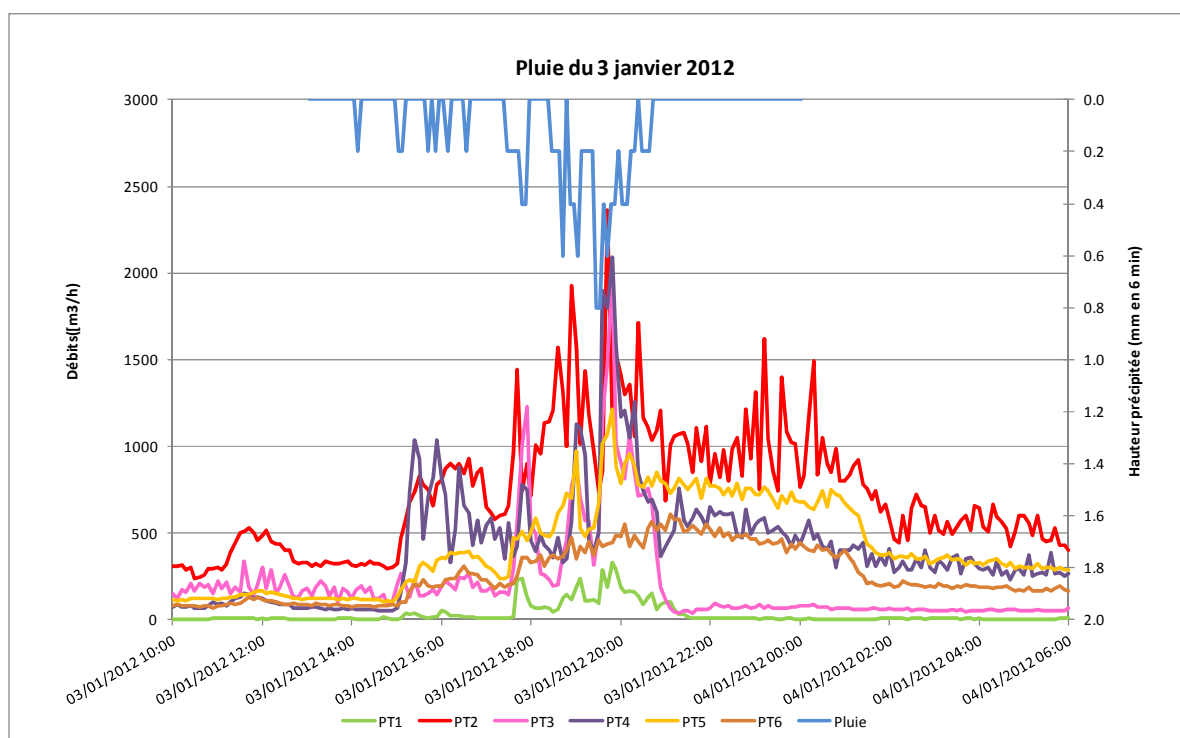


Figure 22 : Réponse du réseau lors de la pluie de 3 janvier 2012

Remarque : La pluie du 3 janvier 2012 a été prise sur le pluviomètre de la station Becquerel représentant plus fidèlement la pluie sur le bassin versant de l'étude.



5.3. Résultats du calage

Les **résultats détaillés de calage**, par point de mesure et par pluie de calage, sont présentés en **annexe 8** sous forme de fiches.

Les fiches présentent :

- les éléments descriptifs des bassins versant ;
- les informations clés permettant le calage hydraulique ;
- les résultats du calage et commentaires éventuels ;
- la qualité du calage quantitatif.

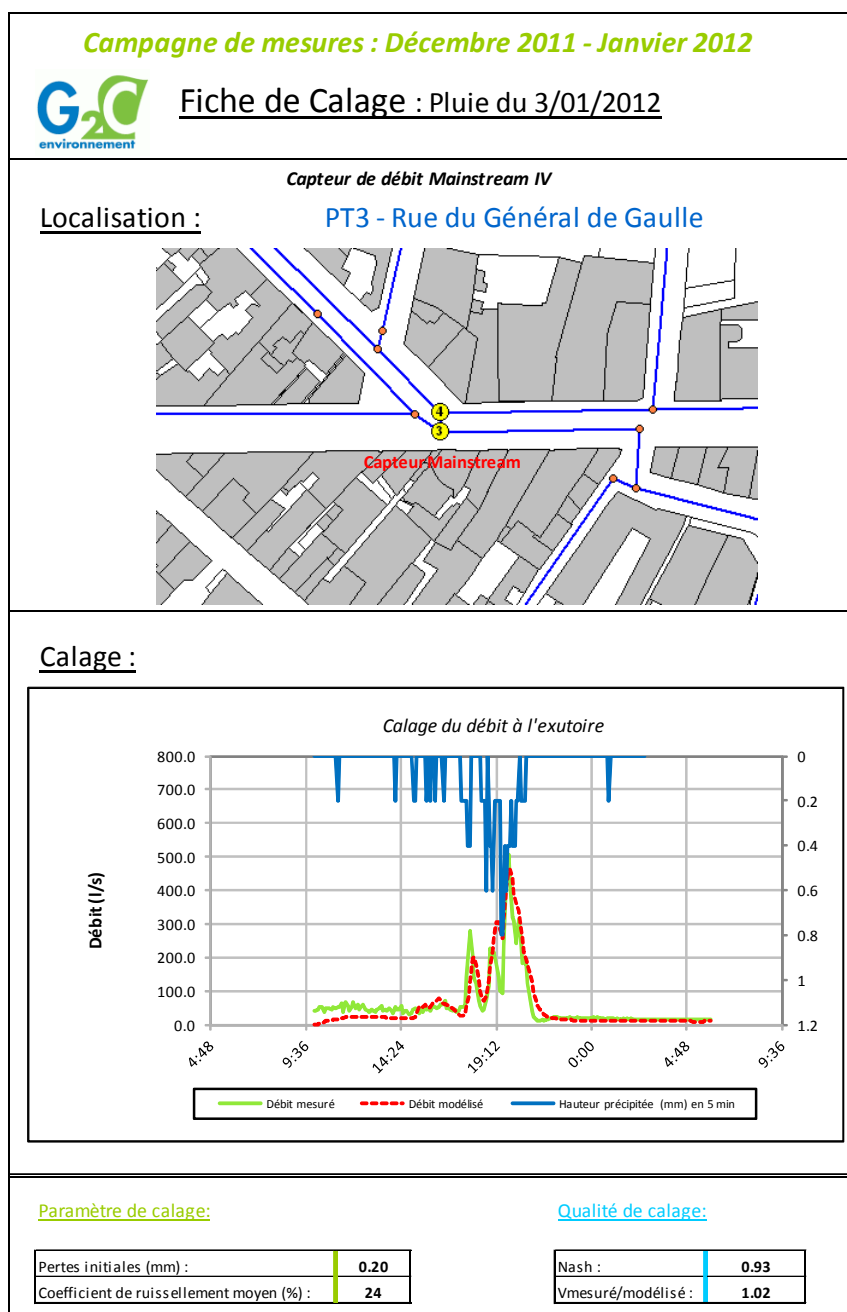


Figure 23 : Exemple de fiche de calage



5.4. Qualification du calage

5.4.1. Critères quantitatifs de jugement

Pour qualifier le calage, **deux critères quantitatifs de jugement** ont été utilisés :

⇒ le **critère de Nash** :

$$Nash = 1 - \frac{\sum_i (Q_C(i) - Q_m(i))^2}{\sum_i (Q_C(i) - Q_{m.moyen})^2}$$

L'approche quantitative est une méthode d'évaluation statistique de la qualité d'un modèle.

Ce critère est plus particulièrement utilisé en hydrologie pour estimer la qualité des débits simulés indépendamment du jugement "subjectif" de l'observateur. Il mesure la part de la variance expliquée grâce au modèle. Une valeur supérieure à 0.7 (70%) est généralement considérée comme satisfaisante, la valeur optimale étant 1 (100%).

⇒ le **bilan volumique** :

$$\text{Bilan volumique} = \text{Volume mesuré} / \text{Volume modélisé} \quad \text{Bilan volumique} = \frac{\text{Volume mesuré}}{\text{Volume modélisé}}$$

Une valeur proche comprise entre 0.8 et 1.2 est généralement admise (20% d'erreur). La valeur optimale étant de 1.

Chaque **appréciation du calage doit considérer** que :

- Les précipitations mesurées sur les pluviomètres, ne sont déjà qu'une simplification de la réalité (en effet pour un même événement pluvieux la spatialisation de la pluie peut être importante, aucune surface élémentaire ne recevant alors le même hydrogramme).
- Les mesures sont elles-mêmes entachés par définition d'une marge d'erreur allant de 10 à 30 %, d'autant plus pour les capteurs hauteur vitesse qui dans les réseaux unitaires peuvent voir s'accumuler des déchets sur les organes de mesures nuisant alors à l'appréciation des mesures.

5.4.2. Bilan synthétique de calage

Pour chaque point de mesure sur le réseau pluvial, le tableau ci-après indique les valeurs des critères quantitatifs (Nash & Volume) de calage.

Identifiant PM	Localisation	Nash	Bilan Volumique	Qualité du calage	Commentaire
1	Place du 11 Novembre	0.79	0.94	Bon	Calage permettant une représentativité satisfaisante du modèle.
	Collecteur unitaire 1300x800				
2	Place du 11 Novembre	0.95	1.08	Bon	Calage permettant une représentativité satisfaisante du modèle.
	Collecteur unitaire Ø1400				
3	Rue du Général de Gaulle	0.93	1.02	Bon	Calage permettant une représentativité satisfaisante du modèle.
	Collecteur unitaire Ø1400				
4	Rue du Général de Gaulle	0.85	0.64	Moyen	Point de mesure présentant un sous-comptage
	Collecteur unitaire Ø1400				
5	Rue des Bouchers	0.81	1.09	Bon	Calage permettant une représentativité satisfaisante du modèle.
	Collecteur unitaire Ø1000				
6	Rue des Vaux	0.98	0.92	Bon	Calage permettant une représentativité satisfaisante du modèle.
	Collecteur unitaire Ø800				

Tableau 4 : Bilan des résultats du calage



5.4.3. Informations données par le calage

Suite au calage, les observations suivantes peuvent être faites :

- Le constat établi dans le rapport de SETEGUE de 2006 se confirme. En effet, les eaux issues du ruissellement collectées par le réseau au niveau des rues de Bretagne et Bernard le Pecq sont dirigées préférentiellement, par temps sec et par temps de pluie, vers le collecteur Ø 1400 mm de la rue des Ruisseaux. L'ancien collecteur (arche L = 1000 mm, H = 1200 mm) voit donc son rôle de canalisation de délestage fortement limité.
- Concernant le rôle des bassins de rétention sur le réseau, on s'aperçoit que la régulation de ces bassins joue un impact significatif sur la réponse du réseau au niveau des points de mesures 6 et 5, ces régulations d'ouvrage seront discutées avec l'équipe de projet.
- Au vu des pluies de calage, qui sont des pluies de période de retour $T < 2$ mois (occurrence des événements assez faible), aucun débordement n'est à recenser sur la zone d'étude.

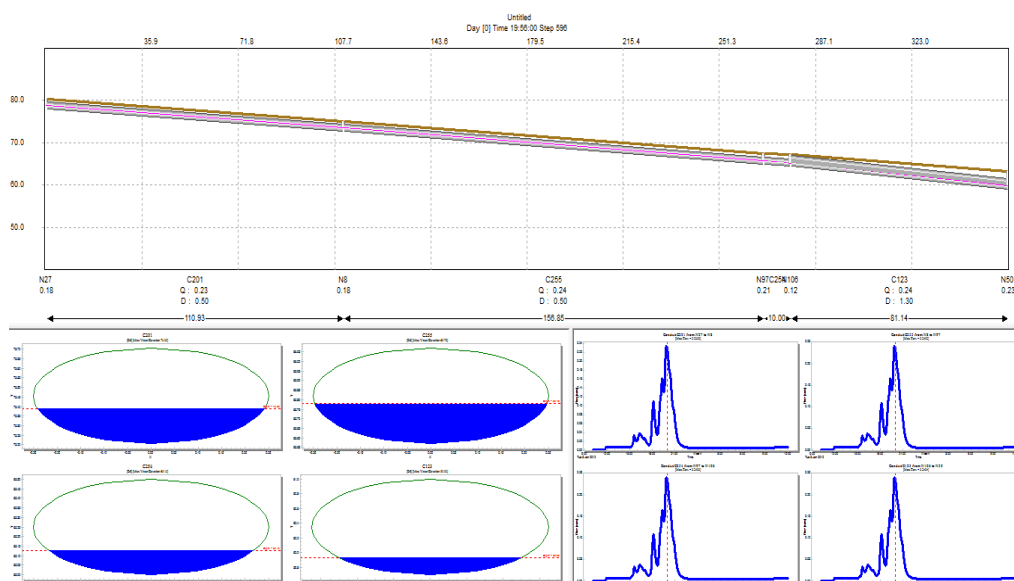


Figure 24 : Profil en long de la rue de Bretagne pour la pluie du 3 janvier 2012

- On note l'intérêt des bassins de rétention (bassins des Millénium, bassins des Alizées) situés en amont du réseau : ceux-ci ont l'avantage de tamponner de manière significative le pic de pluie.



6. DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

6.1. Diagnostic des dysfonctionnements actuels

La carte en **annexe 9** localise les dysfonctionnements actuels.

Ces dysfonctionnements sont de **plusieurs natures** :

- collecteurs insuffisamment dimensionnés ;
- influence aval / ligne de charge ;
- insuffisance des collecteurs des eaux de voiries...

Le tableau suivant détaille la **nature de dysfonctionnements** déjà relevés dans les précédentes études :

Dysfonctionnement	Localisation	Observation	Nature du désordre
1	Place du 11 Novembre	Débordement	Influence aval / ligne de charge
2	Rue Saint Catherine	Débordement	Influence aval / ligne de charge (pente)
3	Rue B Le Pecq	Débordement	Influence aval / ligne de charge (pente)
4	Rue de Clermont - Rue de Nantes	Débordement	Capacité intrasèque du collecteur de diamètre 400 mm insuffisante
5	Rue de Bretagne	Mise en charge des collecteurs, soulèvements des tampons de voiries	Forte pente, influence aval imposée par la réduction des débits transités dû au passage d'un régime transitoire à un régime turbulent
6	Rue de Bretagne - Rue B Le Pecq	Ruissellement sur Voirie	Insuffisances et mauvais positionnement des collecteurs des eaux de ruissellement de voiries sur la rue de Bretagne

Tableau 5 : Recensement des dysfonctionnements existants

Rq : Les identifiants présentés dans le tableau sont identiques à ceux de la carte en annexe.

6.2. Contexte général

La **maîtrise hydraulique des eaux pluviales urbaines** doit répondre aux objectifs suivants :

- n'engendrer aucune gêne pour les pluies fréquentes ;
- ne pas provoquer d'inondation, ni de risque de dégradation des infrastructures pour des événements de période de retour de quelques années ;
- limiter les risques aux biens et aux personnes lors des événements exceptionnels dont les périodes de retour varient de une à plusieurs dizaines années.

La **norme NF EN 752-2** (1996) relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement a introduit trois notions essentielles :

- le concept d'insuffisance des réseaux doit être précisé, en distinguant notamment les risques de mise en charge et les risques de débordement ;
- le niveau de protection assuré par les ouvrages d'assainissement doit être adapté à la vulnérabilité du site ;
- le concepteur doit utiliser les intensités de précipitation propres à la zone considérée.



La norme propose de retenir les **critères** du tableau suivant, **relatifs aux périodes de retour de mise en charge et à celles de débordement** :

Type d'occupation du sol	Période de retour sans mise en charge	Période de retour de débordement
Zones résidentielles	2 ans	20 ans
Centre ville et zones industrielles ou commerciales	5 ans	30 ans

Tableau 6 : Périodes de retour de mise en charge et de débordement en fonction du type d'occupation du sol

6.2.1. Pluies de projet

Les pluies de projet retenues sont des **pluies synthétiques de type « DESBORDES »**.

Doublement triangulaire, ce type de pluie est défini par les paramètres suivants :

- durée totale de la pluie et hauteur totale précipitée ;
- position de la période intense sur une abscisse de temps ;
- durée de la période intense et hauteur précipitée sur la période intense.

La **durée totale de la pluie retenue** pour les calculs en zone urbaine est de **4 heures**. La hauteur totale de la pluie pendant cette durée de 4 heures a une période de retour inférieure à la période de retour de la période intense.

Les pluies synthétiques sont construites sur la base des **coefficients de Montana locaux**, coefficients à la station de Laval – Entrammes, présentés dans le tableau ci-dessous :

	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 30 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
$a_{(15'_{-360'})}$	6.282	7.722	9.071	9.879	10.789	11.991
$b_{(15'_{-360'})}$	0.708	0.723	0.732	0.736	0.738	0.740

Tableau 7 : Coefficients de Montana à la station de Laval – Entrammes pour des pluies de durée de 15min à 6h

[Source : Météo France]

La **position de la période intense** par rapport à l'épisode pluvieux est **décentrée au ¾ de la durée totale** de la pluie, car c'est dans cette position que l'on obtient en règle générale les débits maximaux dans les réseaux (prise en compte optimale de l'effet de stockage en début de pluie dans les collecteurs pluviaux).

Trois périodes de retour différentes (10, 30 et 50 ans) sont étudiées, sur lesquelles les périodes intenses varient de 15 à 60 min. La période intense la plus défavorable sera choisie pour l'étude sur l'ensemble des périodes de retour.

T(ans)	10				30				50			
Durée intense (min)	15	30	45	60	15	30	45	60	15	30	45	60
Intensité max (mm/h)	117	68	50	39	145	84	61	48	158	92	66	52
Hauteur cumulée (mm)	35	35	35	35	42	42	42	42	45	45	45	45

Tableau 8 : Hauteur et intensité pour différentes durées intenses (DI) et différentes périodes de retour (T)

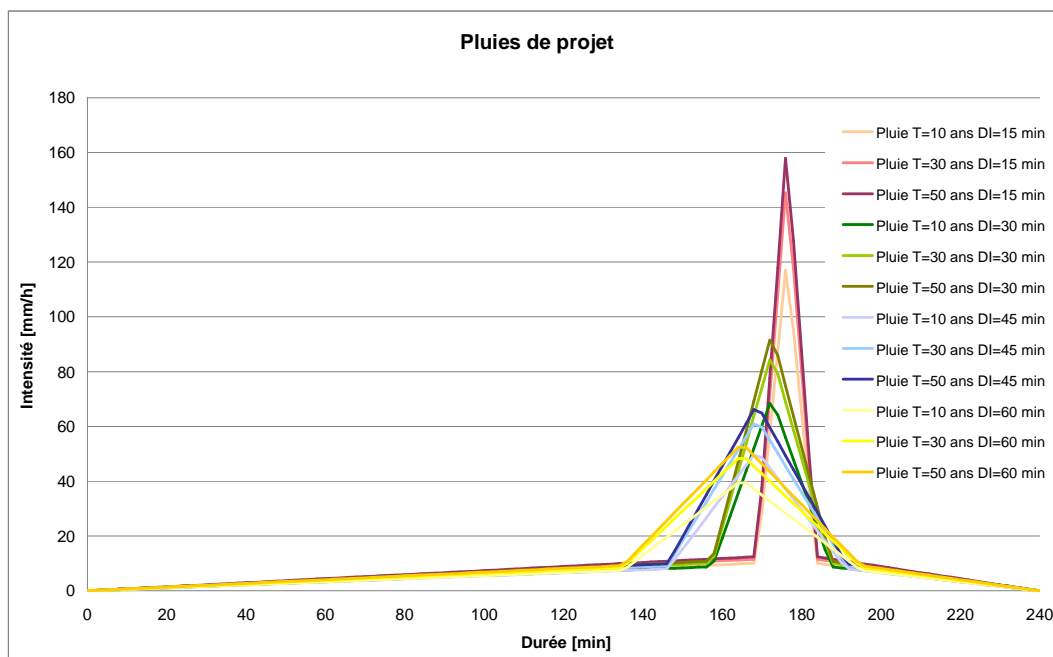


Figure 25 : Graphe présentant les pluies de projet pour différentes DI et différentes T (entre 0 et 240 min)

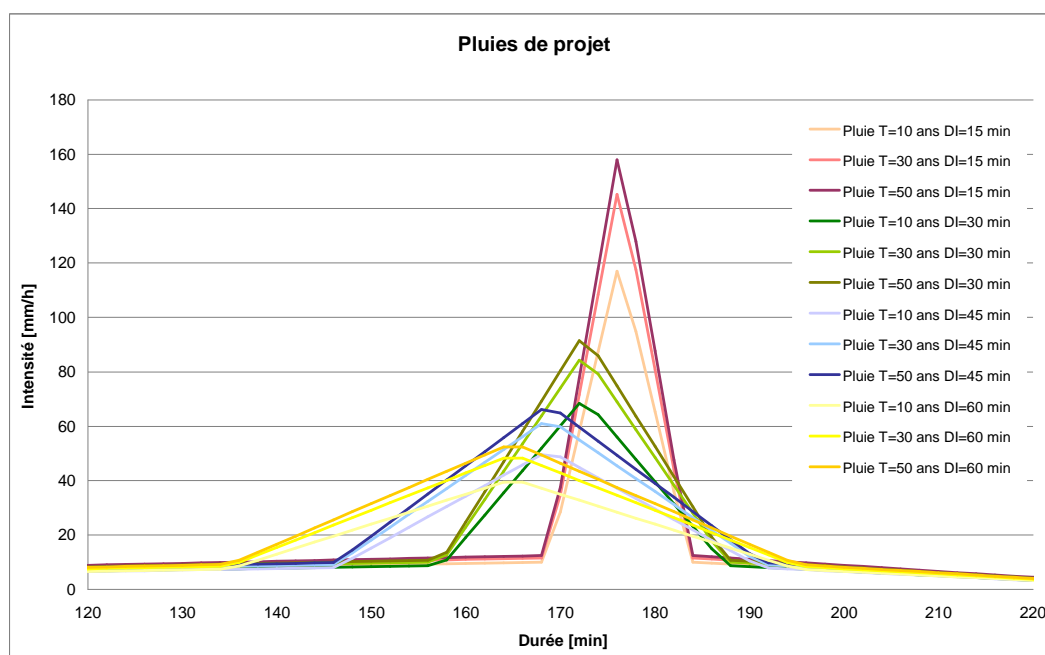


Figure 26 : Graphe présentant les pluies de projet pour différentes DI et différentes T (entre 120 et 220 min)

Comme détaillé précédemment, **diverses durées de période intense ont été modélisées**. Les résultats obtenus en termes de débit maximum observé à l'exutoire pour une période de retour de 10 ans montrent que la période de durée intense induisant un **impact le plus défavorable** sur le réseau et son fonctionnement est de 15 et 30 min.

Pour toutes les pluies de projet modélisées, on prendra donc une **période de durée intense de 30 min** dans un premier temps, et par la suite le modèle tournera sur une pluie de projet avec une **durée intense de 15 min**, et cela pour chaque période de retour.

Remarque : La simulation s'effectuera sur une durée supérieure à la durée de pluie, donc supérieure à 4h, pour pouvoir observer la décrue dans le réseau.



6.2.2. Conditions hydrologiques

Des **hypothèses hydrologiques** ont été prises en compte pour la simulation des périodes de retour décrites.

Ainsi :

- les pertes initiales sont considérées nulles : toute la pluie de projet précipitée participe au ruissellement ;
- aucun apport de nappe direct n'est pris en compte ;
- le niveau de la Mayenne est tel qu'il n'impose pas de contrainte aval sur les écoulements ;
- l'ensemble des ouvrages de rétention seront considérés comme vides, mais ne pouvant néanmoins pas infiltrer d'eau (hyp : saturation des sols) ;
- les rugosités employées pour le calage sont conservées pour les simulations de période de retour évoquées (Manning-Strickler compris entre 60 et 70).

6.3. Cartographie des résultats et analyse des principaux dysfonctionnements

Pour les pluies de projet de période de retour 10, 30 et 50 ans, une cartographie du réseau est présentée en **annexes 10, 11 et 12**. Ces cartes indiquent les principaux désordres recensés pour les différentes pluies modélisées à savoir :

- les volumes débordés aux nœuds ;
- les insuffisances des collecteurs, qu'elles soient d'origine dimensionnelle ou liées à une influence aval.

Les volumes débordés pour la **pluie de période de retour 10 ans** sont présentés dans le tableau suivant :

Identifiant Plan	Adresse / Rue	Désordre / insuffisance	T = 10 ans			Origine
			Volume débordé (m3)	Temps du débordement (min)	Temps de mise en charge (min)	
N47	Rue de Bretagne	Mise en charge des collecteurs avec débordement (influence aval)	341	33	42	Dimensionnement des collecteurs
N256	Rue des Alignés	Mise en charge des collecteurs avec débordement (influence aval)	304	38	54	Dimensionnement des collecteurs
N84	Rue Sainte-Catherine	Mise en charge des collecteurs avec débordement (influence aval)	295	22	47	Influence aval / Ligne de charge / Pente et dimensionnement des collecteurs
N252	Avenue de Fougères	Mise en charge des collecteurs avec débordement (influence aval)	88	24	34	Dimensionnement des collecteurs
N105	Rue de Nantes	Mise en charge des collecteurs avec débordement (influence aval)	78	9	18	Pente et dimensionnement des collecteurs

Tableau 9 : Tableau des débordements pour T=10 ans

Le tableau ci-contre récapitule les **volumes débordés** pour une pluie de projet de 4 heures avec une durée intense de 30 min **pour différentes périodes de retour** :

Période de retour	10	30	50
Volume débordé (m3)	1 107	2 730	3 705

Tableau 10 : Volumes débordés pour les différentes pluies de projet



Remarque : Seuls les débordements supérieurs à 50 m^3 sont présentés dans le tableau (limite de validité du modèle).

Un tableau synthétisant les volumes débordés pour les pluies de période de retour 10, 30 et 50 ans est présenté en **annexe 13**.

Les profils en long des zones sujettes aux débordements les plus conséquents sont présentés en **annexe 14**.

6.4. Principaux constats : occurrences de pluies 10 ans, 30 ans et 50 ans

Pour la pluie de projet de période de retour 10 ans, **le constat réalisé à l'aide du modèle est très similaire à celui réalisé par les précédentes études**. Néanmoins, le nombre de points de débordement est un peu plus important, du fait notamment que le linéaire modélisé est plus conséquent, et donc **représente plus fidèlement les insuffisances du réseau**.

Des débordements sont notés :

- Rue de Bretagne (341 m^3 pour $T = 10$ ans ; $497 + 360 \text{ m}^3$ pour $T = 30$ ans) ;
- Rue des Alignés (304 m^3 pour $T = 10$ ans) ;
- Rue Sainte Catherine (295 m^3 pour $T = 10$ ans) ;
- Rue de Nantes – Rue de Clermont ($228 + 137 \text{ m}^3$ pour $T = 50$ ans) ;
- Avenue de Fougères (222 m^3 pour $T = 50$ ans) ;
- Rue de la Fuye ($93 + 72 \text{ m}^3$ pour $T = 50$ ans).

Remarques :

- Certains points en entrée ou en sortie de bassin présentent des débordements, qui sont principalement dus à la régulation de ces bassins. En effet, pour la Rue Henri Bâtard par exemple, si le bassin des Alignés 3 se remplit, la charge imposée par ce remplissage entraîne un débordement sur les regards en amont. Ces régulations seront affinées après discussion avec le maître d'ouvrage sur l'exploitation des bassins de rétention.
- Des débordements apparaissent sur la Rue Charles Toutain, lorsque le ruissellement généré par les surfaces imperméabilisées du secteur est affecté au collecteur eaux usées modélisé, et non au réseau séparatif eaux pluviales. Afin de vérifier l'existence réelle de ces débordements, il s'agira de lever l'incertitude concernant les raccordements pluviaux, en réalisant par exemple une enquête de branchements.



6.5. Diagnostic qualitatif

L'impact des déversements du réseau d'eaux usées sur le milieu récepteur est une préoccupation constante pour la ville de Laval. La modélisation hydraulique du bassin versant du centre-ville permet de réévaluer les possibles volumes déversés, en cas de forte pluie, dans le milieu récepteur (la Mayenne).

6.5.1. Pluie du 2 octobre 2003

L'étude ne présentant **pas de mesure qualité** (suivi des déversements aux déversoirs d'orage), il a été choisi avec le maître d'ouvrage de **comparer les volumes débordés aux ouvrages de régulation avec ceux présentés par les études de SETEGUE** de 2007, 2008, et 2009.

Le **diagnostic des volumes transités et déversés** aux déversoirs d'orage de la zone d'étude a été réalisé à partir de la **pluie du 2 octobre 2003** (pluie de calage utilisée pour le modèle Infoworks de l'étude SETEGUE de 2006) et du modèle calé.

La carte en **annexe 15** présente la **localisation des déversoirs d'orage**.

Les **volumes incidents et délestés**, ainsi que les **rendements des ouvrages**, sont présentés dans le tableau suivant :

Pluie du 2/10/2003						
Volumes (m³)	Modèle G2C			Modèle SETEGUE		
Ouvrages	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements
DO1	2 236	0	100%	2 234	0	100%
DO1b	986	0	100%	935	0	100%
DO2	2 821	0	100%	2 626	Limite de déversement	100%
DO3	3 359	5	100%	3 124	85	97%
DO4	24 355	8 908	63%	20 035	5 051	75%
DO4b	4 161	1 037	75%	3 820	2 270	41%

Tableau 11 : Volumes incidents et délestés par les déversoirs d'orage pour la pluie du 2 octobre 2003
- Comparaison des résultats avec ceux de l'étude de SETEGUE

Remarque : Le **rendement** d'un ouvrage de déversement est déterminé par la relation suivante :

$$\text{Rendement} = (\text{Volume incident} - \text{Volume délesté}) / (\text{Volume incident})$$

Comme l'illustre le tableau comparatif précédent, les volumes incidents et les volumes débordés sont comparables pour la pluie du 2 octobre 2003 sur les ouvrages de déversement 1, 2 et 3, et sont supérieurs sur les ouvrages de déversement 4 et 4b.

6.5.2. Pluies de projet

Les volumes délestés ont aussi été **déterminés pour des pluies de projet** de période de retour allant de 1 mois à 50 ans.



Volumes [m3]	Pluie de T = 1 mois			Pluie de T = 3 mois			Pluie de T = 6 mois			Pluie de T = 1 an		
Ouvrages	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements
DO1	906	0	100%	1 400	0	100%	1 686	0	100%	1 970	0	100%
DO1b	407	0	100%	630	0	100%	786	0	100%	983	0	100%
DO2	1 157	0	100%	1 788	0	100%	2 170	3	100%	2 576	74	97%
DO3	1 373	0	100%	2 122	0	100%	2 584	22	99%	3 023	107	96%
DO4	13 799	2 889	79%	18 919	6 666	65%	22 873	9 780	57%	27 683	13 855	50%
DO4b	1 771	395	78%	2 715	738	73%	3 291	987	70%	3 825	1 297	66%

Volumes [m3]	Pluie de T=10ans			Pluie de T=30ans			Pluie de T=50ans		
Ouvrages	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements	Incidents	Délestés	Rendements
DO1	2 597	191	93%	2 962	358	88%	3 140	446	86%
DO1b	1 533	0	100%	1 836	0	100%	1 982	0	100%
DO2	3 356	390	88%	3 743	553	85%	3 916	632	84%
DO3	3 781	483	87%	4 165	719	83%	4 338	834	81%
DO4	39 779	24 700	38%	44 892	29 410	34%	47 204	31 537	33%
DO4b	6 061	2 175	64%	7 428	2 628	65%	8 073	2 844	65%

Tableau 12 : Diagnostic qualitatif pour différentes pluies de projet



7. SIMULATION D'UNE CHRONIQUE ANNUELLE

Dans l'optique de réaliser un **bilan concret sur le fonctionnement et le rendement des ouvrages de déversement**, des simulations ont été réalisées sur la structure du réseau calé face à deux chroniques annuelles : les **chroniques des pluies réelles de 2008 et de 2009**.

Ces simulations permettront notamment de :

- faire le **bilan annuel de la répartition des flux volumiques** admis et rejetés en chaque point de contrôle (DO) ;
- **quantifier le nombre et la durée des déversements** en chaque point au cours des années 2008 et 2009 (volume et flux) ;
- donner un **outil de décision** supplémentaire sur le choix du seuil de temps de pluie à retenir en fonction des volumes supplémentaires à prendre en charge vers le traitement, en situation future.

Intérêt : La simulation sur une chronique annuelle permet d'**apprécier le comportement du réseau face à la succession d'événement pluvieux**, notamment en termes de gestion des stockages.

7.1. Données et hypothèses considérées

7.1.1. Chronique de pluies réelles

En concertation avec le maître d'ouvrage, les chroniques annuelles choisies pour les simulations sont celles des **années 2008 et 2009**.

Les **précipitations cumulées en 2008, 2009 et 2010**, enregistrées par le pluviomètre du centre horticole de Laval, sont présentées dans le tableau suivant :

Mois	Pluviométrie (mm)		
	2008	2009	2010
Janvier	105.8	132.8	88.6
Février	66.6	39.4	100.8
Mars	104.8	27.4	59.2
Avril	87.6	71.6	26.4
Mai	97.8	98.8	29.6
Juin	32.8	158	60.2
Juillet	60.8	79.08	33.4
Août	69.2	52.84	63.4
Septembre	60.4	19	50.8
Octobre	68.2	41.4	95
Novembre	89.4	123	82.4
Décembre	50.4	62.8	82.2
Total général :	894	906	772

Figure 27 : Précipitations enregistrées par le pluviomètre du Centre Horticole en 2008, 2009 et 2010

L'**année 2008** peut être considérée comme une **année humide**, avec un cumul pluviométrique de 894 mm enregistré au niveau du pluviomètre du centre horticole pour un cumul annuel moyen de 775,5 mm, **sans événement pluvieux de période de retour exceptionnelle**.

L'**année 2009** est, quant à elle, une **année humide**, avec un cumul pluviométrique de 906 mm, **marquée par deux orages** particuliers : celui du 25 juin 2009, et dans une moindre mesure celui du 6 juin 2009.



L'analyse statistique des intensités/durées/fréquences de la **pluie du 25 juin** montre que cet orage a une **période de retour proche de 100 ans** pour les durées de 1h à 3h.

Les données pluviométriques ont été entrées dans le modèle au **pas de temps de 10 minutes**.

7.1.2. Eaux usées

Le **profil journalier des apports d'eaux usées** (eaux usées domestiques et eaux usées industrielles) entré dans le modèle est **identique à celui utilisé pour le calage**. La chronique annuelle répète donc 365 fois le même profil de rejet des eaux usées.

7.1.3. Eaux claires parasites

Dans le schéma directeur de 2006, il a été fait le constat que : « les eaux claires parasites représentent environ 30 % des volumes de temps sec arrivant à la station par nappe basse et plus de 50 % des volumes en nappe haute ».

Les **volumes apportés par ces eaux claires parasites** présentent une **grande variabilité** : ils ne sont pas égaux d'une année sur l'autre à la même saison. En effet, du fait de la pluralité des origines des ECP (Mayenne, ruisseaux, drainage de nappe alluviale ou "perchée", restitution de l'infiltration due aux pluies, etc.), leur **variation reste dépendante des conditions pluviométriques locales**.

L'étude actuelle portant sur une partie de la ville Laval et n'ayant pas la capacité de corréler la proportion des ECP issues de la zone d'étude et arrivant à la STEP décrite dans l'étude de 2006, il a été fait l'hypothèse que **les ECP introduites dans le modèle pour chaque journée des chroniques annuelles sont les mêmes que celles définies d'après la campagne de mesures**.

Enfin, l'ensemble des chroniques de pluies a été modélisé **sans contrainte aval imposée par la Mayenne**. Toutefois, il a été noté qu'il est vraisemblablement possible qu'il y ait parfois des pénétrations de la Mayenne dans certains déversoirs d'orage du réseau de la ville.

7.2. Résultats de la simulation pour la chronique annuelle de 2008

7.2.1. Bilan aux déversoirs d'orage

La simulation de la chronique annuelle de 2008 a permis d'établir **un bilan concernant les volumes transités et les volumes déversés** à chaque déversoir d'orage.

Année 2008				
Déversoir d'orage	Volume total déversé (m ³)	Nombre de déversement	Nombre de jours de déversement	Rendement
DO1	0	0	0	100.0%
DO1b	0	0	0	100.0%
DO2	0	0	0	100.0%
DO3	0	0	0	100.0%
DO4	88 384	91	65	97.1%
DO4b	14 838	108	68	93.2%

Tableau 13 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2008

Le bilan apparaît toujours positif, avec des **rendements des déversoirs d'orage supérieurs à 90%**, le rendement étant défini ici comme le rapport entre le volume incident et le volume déversé. Malgré tout, un rendement proche de 100% n'implique pas forcément l'efficacité avérée de l'ouvrage.

Les déversoirs d'orage notés DO4 et DO4b fonctionnent beaucoup **plus que 12 fois par an**, soit face à des pluies de récurrence très faible (inférieure à 1 mois).



Il est à noter que la modélisation ne montre des **déversements** que pour les déversoirs notés DO4 et DO4b.

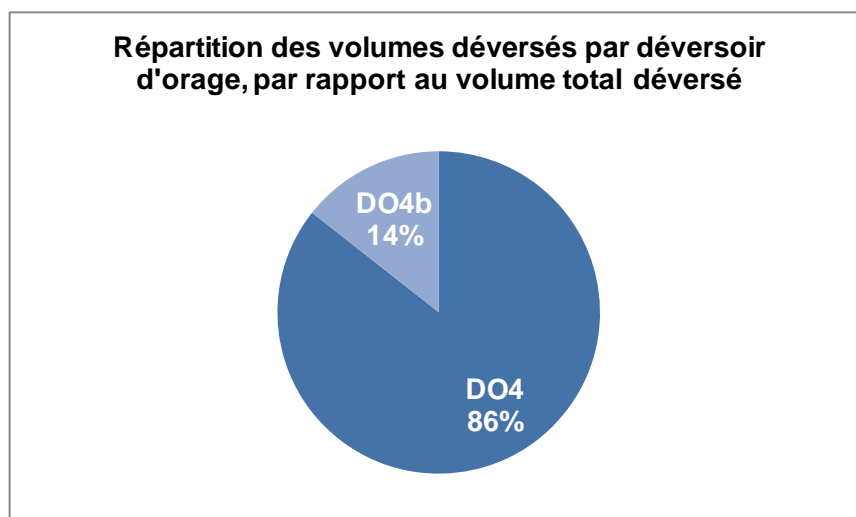


Figure 28 : Répartition des volumes déversés par DO par rapport au volume total déversé

7.2.2. Limite du modèle et comparaison avec le schéma directeur

Par comparaison aux résultats de la simulation du suivi annuel du modèle hydraulique de 2008, les volumes déversés sont **inférieurs** aux volumes déversés d'après cette étude.

Année 2008 (Etude du suivi du modèle hydraulique 2008)				
Déversoir d'orage	Volume total déversé (m ³)	Nombre de déversement	Nombre de jours de déversement	Rendement
DO1	0	-	-	100.0%
DO1b	0	-	-	100.0%
DO2	0	-	-	100.0%
DO3	200	5	4	100.0%
DO4	102 500	125	78	96.0%
DO4b	25 800	68	50	97.0%

Tableau 14 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2008 avec le modèle Infoworks de SETEGUE

Plusieurs réponses peuvent expliquer ce constat :

- Différences entre les structures de réseau modélisé (aménagements non intégrés...) ;
- Contraintes avalées non identifiées.



7.3. Résultats de la simulation pour la chronique annuelle de 2009

7.3.1. Bilan aux déversoirs d'orage

La simulation de la chronique annuelle de 2009 a permis d'établir un **bilan concernant les volumes transités et les volumes déversés** à chaque déversoir d'orage.

Année 2009				
Déversoir d'orage	Volume total déversé (m ³)	Nombre de déversement	Nombre de jours de déversement	Rendement
DO1	561	4	4	99.5%
DO1b	0	0	0	100.0%
DO2	1 251	7	6	99.1%
DO3	1 729	7	6	98.9%
DO4	223 601	75	52	93.2%
DO4b	27 318	84	57	88.2%

Tableau 15 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2009

Le graphique ci-dessous permet une **hiérarchisation des différents déversoirs d'orage**. Les ouvrages totalisant un volume rejeté inférieur à 1 % sont cumulés dans la série « autres DO ».

Comme pour l'année 2008, on constate que les **deux déversoirs principaux** sont les DO4 et DO4b.

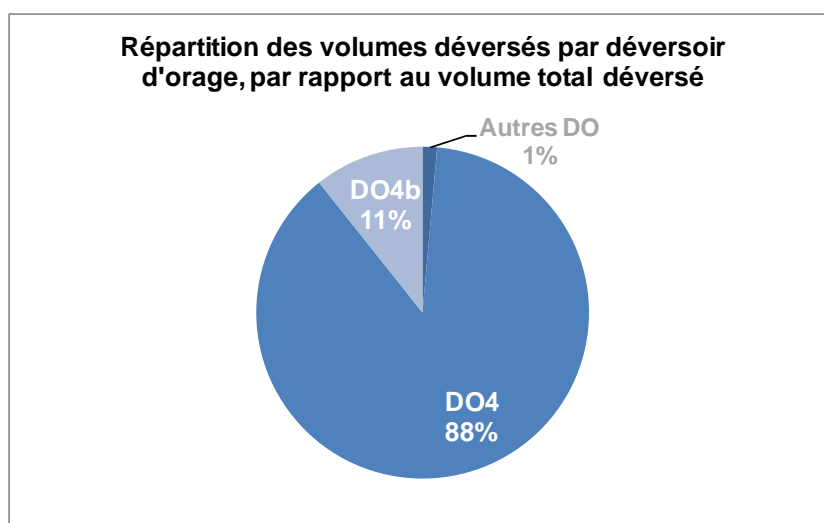


Figure 29 : Répartition des volumes déversés par DO par rapport au volume total déversé

7.3.2. Comparaison avec le schéma directeur

Par comparaison aux résultats de la simulation du suivi annuel du modèle hydraulique de 2009, les **volumes déversés sont inférieurs** aux volumes déversés d'après cette étude, hormis pour le DO4.

Néanmoins, dans l'ensemble, les rendements sont également un peu plus faibles, ce qui signifie que les **déversoirs d'orage déversent davantage**, proportionnellement à leurs débits incidents.



Année 2009 (Etude du suivi du modèle hydraulique 2009)				
Déversoir d'orage	Volume total déversé (m ³)	Nombre de déversement	Nombre de jours de déversement	Rendement
DO1	2 200	10	8	99.0%
DO1b	0	-	-	100.0%
DO2	1 500	10	8	100.0%
DO3	6 000	15	9	99.0%
DO4	174 300	100	63	93.0%
DO4b	71 200	66	41	93.0%

Tableau 16 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage sur l'année 2009 avec le modèle Infoworks de SETEGUE

7.3.3. Pluie du 25 juin 2009

D'après le rapport du suivi annuel du modèle hydraulique (année 2009), l'analyse statistique des intensités/durées/fréquences de la pluie du 25 juin 2009 a montré que cet orage avait :

- une période de retour de 20 ans pour une durée de 15 min ;
- une période de retour de 50 ans pour une durée de 30 min ;
- une **période de retour proche de 100 ans** pour les durées de 1 h, 2 h et 3 h.

La pluie du 25 juin 2009 a été **simulée entre 17 h et minuit**.

Le tableau ci-dessous récapitule les **volumes incidents et déversés** pour cette pluie.

25 juin 2009			
(m ³)	Volume incident	Volume déversé	Rendement
DO1	4 761	489	89.7%
DO1b	2 608	0	100.0%
DO2	5 725	712	87.6%
DO3	6 358	1 015	84.0%
DO4	54 789	40 379	26.3%
DO4b	11 111	3 656	67.1%
TOTAL	85 352	46 251	-

Tableau 17 : Bilan des déversements aux déversoirs d'orage pour l'orage du 25 juin 2009



Le graphique suivant présente la **réaction des déversoirs d'orage**, en termes de débits déversés, face à la pluie du 25 juin.

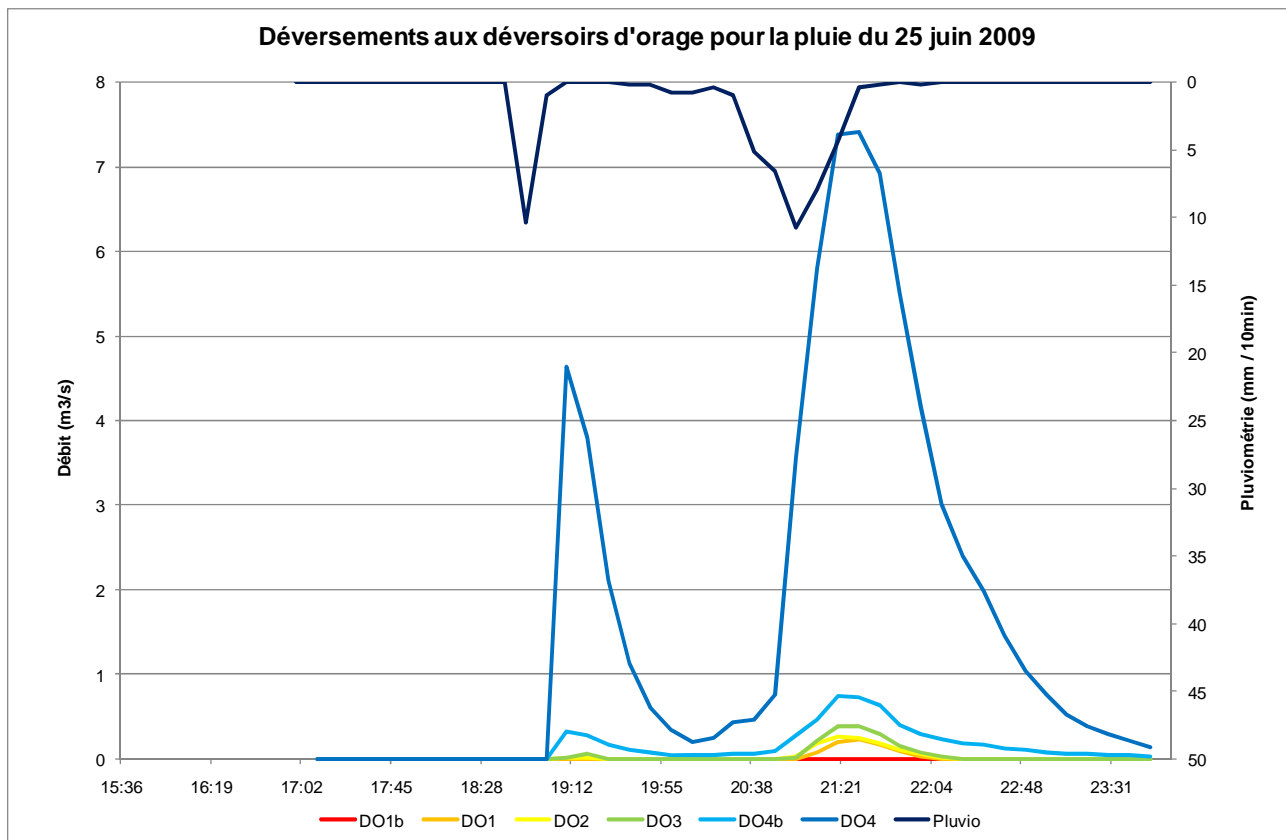


Figure 30 : Réponses des déversoirs d'orage face à la pluie du 25 juin



8. IMPACT QUANTITATIF DES ZONES D'URBANISATION FUTURE

D'après le Plan Local d'Urbanisme, plusieurs zones du secteur d'étude sont considérées comme des **zones à urbaniser** (cf. carte en **annexe 16**).



Figure 31 : Localisation des zones densifiables sur l'aire d'étude

Il s'agit ici d'étudier l'**impact de ces zones sur le fonctionnement hydraulique** du réseau et de proposer des **volumes de rétention à prévoir** pour que cette urbanisation future n'aggrave pas les débordements actuellement constatés.

8.1. Etude du quartier Ferrié

Le **quartier Ferrié**, ancien terrain du 42^e Régiment de transmission de près de 27 ha, fait l'objet d'un **projet d'aménagement**, depuis la dissolution du régiment en juin 2011.

8.1.1. Sous-bassins versants

L'étude des réseaux d'assainissement pluvial prévus pour ce quartier a permis de distinguer trois **sous-bassins versants** au sein de cette zone, dont deux se rejettent dans le réseau pluvial de Laval (cf. **annexe 17**).

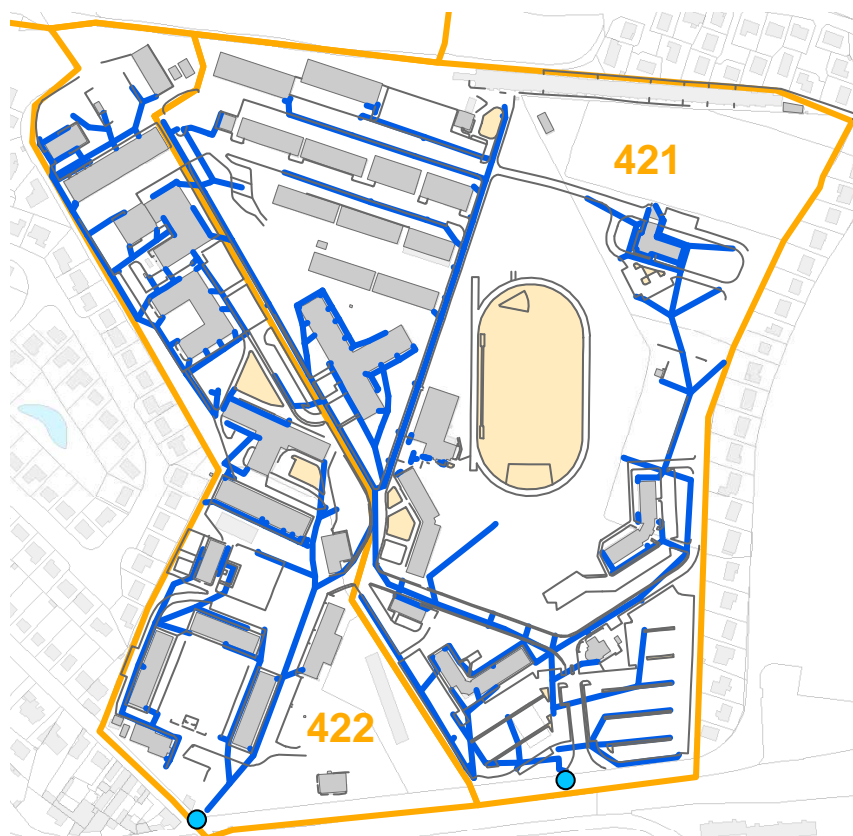


Figure 32 : Sous-bassins versants du 42^e Régiment se rejetant dans le réseau pluvial de Laval

Le choix a été fait par la ville de **ne pas imperméabiliser davantage** le quartier lors de sa réhabilitation. Ainsi, le coefficient d'imperméabilisation moyen de cette zone a été considéré comme identique, avant et après aménagement du secteur.

Les **caractéristiques des sous-bassins versants** 421 et 422 sont donc les suivantes :

SSBV	421	422
Surface (ha)	17.4	8.2
CR	38.2%	41.0%
Nœud injection	N77	N65

Tableau 18 : Caractéristiques des sous-bassins versants du quartier Ferrié



8.1.2. Bassins de rétention

Dans le cas de l'aménagement du secteur, il a été choisi de **simuler la création de deux bassins de rétention**, situés aux deux exutoires du secteur du 42^e Régiment. L'objectif de ces bassins, dont la mise en place peut être incluse au projet de réhabilitation, est de **délester le réseau aval** d'une partie des écoulements actuels.

Les **volumes des bassins de rétention** ont été déterminés par la méthode des pluies pour **différents débits de fuite**, compris entre 1 L/s/ha et 3 L/s/ha, débit de fuite maximum généralement préconisés par les doctrines départementale. Il a été choisi d'étudier l'impact sur le réseau de **débits de fuite plus contraignants** que celui du zonage pluvial (3 L/s/ha), afin d'**estimer le bénéfice** d'une potentielle restriction de l'apport d'eaux pluviales de la zone sur le réseau du centre ville.

Ces différents dimensionnements sont présentés ci-dessous :

SSBV 421				
T = 10 ans				
Q fuite (L/s/ha)	1	1.5	2	3
V rétention (m3)	2 848	2 438	2 115	1 870
Durée vidange (h)	88	50.3	33.8	19.3
T = 30 ans				
Q fuite (L/s/ha)	1	1.5	2	3
V rétention (m3)	3 497	3 024	2 728	2 358
Durée vidange (h)	105.8	61	41.2	23.8

SSBV 422				
T = 10 ans				
Q fuite (L/s/ha)	1	1.5	2	3
V rétention (m3)	1480	1267	1135	972
Durée vidange (h)	97.1	55.4	37.2	21.2
T = 30 ans				
Q fuite (L/s/ha)	1	1.5	2	3
V rétention (m3)	1 815	1 569	1 415	1 224
Durée vidange (h)	116.4	67.1	45.4	26.2

Volume de rétention déterminé par la méthode des pluies, coefficienté par une loi de vidange (type orifice)

Tableau 19 : Dimensionnement des bassins de rétention pour différents débits de fuite

La fiche récapitulative de l'aménagement proposé est disponible en **annexe 18**.

Finalement, le **diagnostic du réseau** de l'aire d'étude a été réalisé **avant et après aménagement** du quartier Ferrié, à savoir :

- En situation actuelle (c'est-à-dire sans bassin), pour T = 10 ans et T = 30 ans ;
- En situation future (avec bassins), pour T = 10 ans et T = 30 ans :
 - Avec un débit de fuite de 1 L/s/ha de projet pour chacun des bassins ;
 - Avec un débit de fuite de 3 L/s/ha de projet pour chacun des bassins.

L'ensemble des **cartes présentant les débordements et les mises en charge** observés sur le réseau sont disponibles en **annexe 19**.



8.1.3. Bilan

La mise en place de ces deux bassins de rétention, permet :

- d'éviter le débordement actuellement constaté Rue Sainte-Catherine ;
- de limiter les mises en charge (quantités et durées) du réseau sur le centre ville.

Ainsi, la création de bassins de rétention lors du projet de réhabilitation du secteur du 42^e Régiment permettrait de **soulager le réseau lavallois**, autour de la Rue Bernard Le Pecq notamment.

Bien qu'il ait ici été étudié la création de deux bassins de rétention, l'aménageur veillera à **optimiser ces bassins**. Il pourra ainsi soit n'en créer qu'un seul, si possible, soit répartir ces volumes de rétention le long de l'axe hydraulique de manière cohérente.

On notera qu'un **dimensionnement pour une période de retour 30 ans pour un débit de fuite de 3 L/s/ha** apparaît comme le choix le plus pertinent en termes de protection contre les inondations et d'amélioration du fonctionnement du réseau, tout en étant le moins contraignant en termes d'emprise foncière (pour T = 30 ans). Des débits de fuite plus contraignants améliorent sensiblement les débits transités dans le réseau lors de la pointe de l'événement pluvieux, mais n'apparaissent pas fondamentalement bénéfiques pour le délestage de celui-ci.

8.2. Etude des autres zones densifiables

En plus du terrain du 42^e Régiment de transmissions, **trois autres zones** sont identifiées comme densifiables sur l'aire d'étude.

8.2.1. Impact inhérent au développement des zones à urbaniser

L'**urbanisation future** de ces zones s'accompagnera nécessairement d'une augmentation des surfaces imperméabilisées, et ainsi d'une **augmentation des volumes d'eaux pluviales** à collecter. Or, tout nouvel aménagement ne doit **pas aggraver la situation actuelle** en termes d'écoulement.

Par conséquent, l'urbanisation de zones densifiables devra obligatoirement être accompagnée de la **mise en place d'ouvrages de rétention** des eaux pluviales. Ces ouvrages pourront être des bassins de stockage, mais aussi des noues ou des systèmes d'infiltration à la parcelle par exemple.

En outre, les projets d'urbanisation de ces zones devront obligatoirement **respecter le règlement du zonage pluvial**.

Par la suite, il a été envisagé la mise en place d'un ou plusieurs **dispositifs de rétention des eaux pluviales**, afin de réguler les écoulements sur les zones à urbaniser.

8.2.2. Emplacement des ouvrages

L'emplacement des ouvrages de rétention a été déterminé, à titre indicatif, en étudiant à la fois la **topographie** de chaque zone et le réseau actuel. Ainsi, les volumes de rétention ont été placés aux **points bas des zones à urbaniser**.

Néanmoins, ils pourront être **répartis le long de l'axe d'écoulement**, de manière cohérente.

8.2.3. Dimensionnement des volumes de rétention

Les volumes de rétention à prévoir ont été calculés à l'aide de la **méthode des pluies**.

Le **débit de fuite spécifique** des ouvrages de rétention a été pris égal à **3 L/s/ha**, comme l'impose le zonage pluvial.



Le **coefficient d'imperméabilisation future** des zones densifiables a été fixé :

- à **50%** pour la zone 1 ;
- à **30%** pour les zones 2 et 3, comme prescrit dans le zonage pluvial.

Enfin, la **période de retour retenue pour le dimensionnement** des volumes de rétention a été choisie **en accord avec les priorités de protection** imposées par le maître d'ouvrage.

Ainsi, cette période de retour de protection a été fixée :

- à **T = 10 ans** pour la zone 1 ;
- à **T = 30 ans** pour les zones 2 et 3.

Finalement, les **caractéristiques des volumes de rétention**, à prévoir pour chaque zone d'urbanisation future, sont présentées dans le tableau suivant :

	1a	1b	2	3
Surface du projet	5.51 ha	3.73 ha	3.34 ha	3.39 ha
Cimp futur	50%	50%	30%	30%
Période de retour de protection	10 ans	10 ans	30 ans	30 ans
Q fuite	3 L/s/ha	3 L/s/ha	3 L/s/ha	3 L/s/ha
V rétention	850 m³	590 m³	325 m³	335 m³

Tableau 20 : Volumes de rétention à prévoir pour l'urbanisation des zones densifiables

La carte en **annexe 20** récapitule le **dimensionnement de l'ensemble des dispositifs de stockage** proposés.

Les volumes de rétention proposés pourront être une **combinaison de techniques alternatives** (noues, voiries stockantes, etc.) ou des **ouvrages de stockage** plus classiques (bassin de rétention, etc.). Néanmoins, l'aménageur devra **s'assurer de l'efficacité et de la compatibilité de ces techniques**, en termes de stockage et de débit de fuite.



9. QUALITE : POLLUTION DES EAUX PLUVIALES URBAINES EN RESEAU D'ASSAINISSEMENT UNITAIRE

Contrairement à l'aspect quantitatif, **l'aspect qualitatif de l'étude ne fera pas l'objet de simulation à l'aide du modèle créé**. Le modèle qualité utiliserait le modèle hydraulique, qui par définition est déjà une approximation de la réalité.

De plus, les incertitudes quant aux hypothèses, ainsi que les approximations concernant les paramètres de résolution d'un modèle qualité (fonction de production, fonction de transfert), sont telles que **l'utilisation de ratio de concentration en flux polluant**, issus de la bibliographie, sont tout aussi pertinents sans campagne de mesures qu'un modèle qualité.

C'est pourquoi la **détermination des flux polluants**, transités et déversés vers le milieu naturel, sera ici **une estimation basée sur des ratios issus de la bibliographie**.

Néanmoins, les ratios utilisés fournissent uniquement un **ordre de grandeur**, puisqu'ils reposent sur des hypothèses bibliographiques larges et macroscopiques, ainsi que sur une simplification des dynamiques de dégradation et de génération des flux polluants, d'entraînement et de répartition.

9.1. Estimations des flux de pollution générés d'après la bibliographie

9.1.1. Rejet Eaux Usées / Flux polluants de temps sec

Le réseau d'assainissement lavallois draine **par temps sec** :

- les eaux usées domestiques et industrielles ;
- les eaux provenant du réseau d'eau non potable : eaux de lavage de la voirie, arrosage des espaces verts ;
- des eaux naturelles (infiltrations, captage de source, remontée de nappe).

9.1.1.1. Eaux usées domestiques

La **production d'eaux usées domestiques** par type d'usage, déterminée selon deux enquêtes en Europe, dont les résultats ont été moyennés, est présentée dans le tableau suivant :

WC	30 l/hab/j
Douche, bain	27 l/hab/j
Evier de cuisine	14 l/hab/j
Machine à laver	16 l/hab/j
Lavabo	11 l/hab/j

Tableau 21 : Principaux postes de production d'eaux usées domestiques

La **charge polluante des eaux usées** varie en fonction des usages de l'eau. Quatre études, menées aux Etats-Unis entre 1974 et 1986 et reprises dans diverses études sur le territoire français, fournissent des indications sur les masses polluantes journalières produites par les principaux usages d'eau domestique. Par ailleurs, une étude de 1989 a évalué la charge polluante des eaux ménagères produites par les cuisines, les salles de bains et les machines à laver (eaux vannes non prises en compte) de deux pavillons et d'un immeuble collectif, en France.



Ces données sont synthétisées dans le tableau suivant :

Référence	MES (g/hab/j)		DCO (g/hab/j)		DBO5 (g/hab/j)	
	[1]	[2]	[1]	[2]	[1]	[2]
WC	12.5 à 31	-	68	-	10.5 à 23.5	-
Douche, bain et lavabo	2 à 8	2 à 3	12	7 à 10	3 à 9	3 à 5.5
Evier de cuisine	3 à 4.5	5.5 à 17	19	18 à 57	6 à 9	9 à 26
Machine à laver	7 à 11	3 à 4	20	11 à 21	8 à 15	3.5 à 7
Total eaux ménagères	15.5 à 17.5	11 à 24	51	45.5 à 85	24.5 à 26	18.5 à 36
Total eaux ménagères + eaux vannes	30 à 46	-	119	-	37 à 49	-

[1] étude menée au USA [Butler et al ; 95] ; [2] = études françaises, citées dans [Durand et Golicheff ; 78]

Tableau 22 : Charges polluantes des eaux usées en fonction de leurs origines

Les WC sont la principale **source de matières en suspension et de matières organiques** des eaux usées, suivis de la machine à laver et de l'évier de cuisine. Les masses polluantes mesurées en France et aux USA dans les eaux usées ménagères sont relativement comparables, bien que les charges mesurées en France pour les eaux de cuisine soient plus élevées que celles mesurées aux Etats-Unis.

Selon une étude européenne, la **teneur en matières organiques des matières en suspension dans les eaux usées ménagères** est de l'ordre de 87%. Nous ne disposons pas de donnée sur la teneur en matières organiques des particules des eaux vannes, mais elle est vraisemblablement équivalente ou supérieure à celle des eaux ménagères.

A partir des données des tableaux précédents, on peut estimer la **concentration moyenne en DBO₅** pour chaque type d'usage de l'eau. Les concentrations les plus élevées, de l'ordre de 650 à 750 mg/l, sont obtenues pour l'évier de cuisine, les WC et la machine à laver. Les eaux provenant du lavabo et du bain sont nettement moins chargées, avec des concentrations en DBO₅ de 150 à 275 mg/l. Les différences d'usage de l'eau au cours de la journée induisent vraisemblablement une **variation de la qualité des effluents domestiques**.

D'après les différentes études, la concentration en DBO₅ des eaux usées domestiques varierait d'un facteur 1,5 à 2 au cours de la journée.

Nous disposons de peu de données bibliographiques sur les **concentrations en micropolluants** des eaux usées domestiques à la sortie des habitations.

Les **métaux** sont présents dans de nombreux produits à usage domestiques susceptibles d'être rejetés à l'égout, tels que les cosmétiques, les onguents, les produits d'entretien, les médicaments, les peintures.

Certains articles évoquent une production domestique, liée à la nourriture et aux produits de consommation, de 3.5 mg/hab/j pour le cuivre et 600 µg/hab/j pour le plomb. D'autres études illustrent le fait que les eaux de nettoyage, et notamment les eaux de lavage des vêtements, seraient la principale source de métaux dans les eaux usées domestiques. Ces auteurs citent des concentrations moyennes métalliques dans les eaux usées strictement domestiques de 3 µg/l de cadmium, 150 µg/l de cuivre, 100 µg/l de plomb et 500 µg/l de zinc. La teneur métallique dans les matières fécales serait de l'ordre de 2 µg/g de cadmium, 68 µg/g de cuivre, 11 µg/g de plomb et 250 µg/g de zinc.

La concentration métallique des eaux usées dépend fortement de celle de l'eau potable. En effet, la concentration métallique dans l'eau potable peut être significative, en particulier pour le cuivre et le plomb, du fait de la corrosion des canalisations en plomb et des tuyauteries en cuivre utilisées dans les habitations.



9.1.1.2. Eaux usées professionnelles et industrielles

Le volume et la nature de ces eaux usées sont évidemment **extrêmement variables**, suivant le type d'activité professionnelle.

Dans l'étude qui nous concerne, il sera fait l'hypothèse qu'**aucun gros industriel sur le secteur d'étude ne rejette dans le réseau EU des eaux dont les concentrations en polluants sont anormalement élevées.**

9.1.1.3. Eaux de lavage de voiries et eaux claires

Peu d'informations sont disponibles sur la quantité et la qualité de ces eaux.

Les **eaux claires** sont par définition **peu chargées**, ce qui conduit à une **dilution des effluents** de temps sec. Cependant, elles induisent une **augmentation des débits** d'écoulement dans le réseau, et donc une **augmentation de la capacité de transport** de l'écoulement.

Les **eaux de lavage de chaussées** sont susceptibles de véhiculer le même type de polluants que ceux trouvés dans les eaux de ruissellement de voiries. Ce sont donc une **source potentielle de MES**, mais aussi **de métaux lourds et d'hydrocarbures**.

9.1.2. Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire des réseaux unitaires

Le tableau suivant présente une synthèse bibliographique des volumes, concentrations et flux d'**eaux usées de temps sec** à l'exutoire des réseaux unitaires :

Rejet EU de tps sec		
Débits	l/j/hab	100 à 300
	m ³ /s	-
MES	g/jour/hab	55 à 90
	mg/l	100 à 500
DCO	g/jour/hab	60-140
	mg/l	250 à 1000
DBO5	g/jour/hab	60 à 90
	mg/l	100 à 400
Cadmium	µg/jour/hab	195 à 425
	µg/l	1 à 10
Cuivre	mg/jour/hab	29 à 37
	µg/l	83 à 100
Plomb	mg/jour/hab	8,1 à 23
	µg/l	5 à 78
Zinc	mg/jour/hab	108 à 146
	µg/l	100 à 570
Hydrocarbure	mg/jour/hab	1325
	mg/l	0,4 à 2,25
Azote de Kjeldahl	mg/l	30 à 100
Nitrate-Ammonium N-NH ₄	mg/l	20 à 80
Phosphore total Pt	mg/l	10 à 25

Tableau 23 : Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire d'un réseau unitaire



La **détermination des flux polluants journalier par temps sec** a été comparée aux résultats des mesures réalisées dans le schéma directeur lors de la campagne de mars et de septembre de l'année 2003.

Lors de cette étude, les **flux mesurés** par macro-bassin ont mis en évidence des variations significatives entre les campagnes de nappe haute et de nappe basse. Les résultats des mesures enregistrées sur le **macro-bassin de la Place du 11 Novembre** ont été considérés préférentiellement, dans la mesure où ceux-ci étaient supérieurs aux flux théoriques, calculés à partir des ratios précédents.

En cas de besoin, les valeurs de référence sont prises pour la **valeur haute d'effluent urbain** en considération de la taille moyenne de la ville de Laval.

La **typologie de l'urbanisme** majoritairement voué à l'habitat, avec une partie du centre-ville, renforce ce choix.

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	N° de l'ouvrage	Nb d'habitants	DCO TS (kg/j) Théorique	MES TS (kg/j) Théorique	DCO TS (kg/j) Mesuré	MES TS (kg/j) Mesuré
Place du 11 Novembre	DO 4	17 137	2 399	1 542	4 062	> 2500

Tableau 24 : Caractéristiques des eaux usées de temps sec à l'exutoire de la zone d'étude

9.1.3. Variabilité des flux journaliers en MES

9.1.3.1. Variabilité en fonction du site

La grande **disparité des masses de matières en suspension** par habitant, en fonction du site de mesure considéré, est liée aux apports provenant des activités non domestiques, mais également aux **différences de capacité de transport des écoulements**.

Les études réalisées sur des réseaux d'eaux usées ont montré que les charges journalières en MES au débouché du réseau sont plus élevées pour des réseaux à forte pente que pour des réseaux à faible pente. Dans le premier cas, une érosion des solides déposés dans le réseau est probable, alors que le second cas est favorable à la sédimentation.

Remarque : Par ailleurs, il a été mis en évidence que les particules transportées par temps sec sont d'autant plus organiques que les pentes du réseau sont faibles.

9.1.3.2. Variabilité en fonction de la durée de temps sec précédente

Une étude réalisée à la sortie du réseau Entzheim en Alsace a mis en évidence, à partir de six journées de mesure des eaux de temps sec, une augmentation des flux journaliers de MES à la sortie du réseau d'assainissement d'Entzheim en **fonction de la durée de temps sec précédente**. Ces auteurs expliquent le phénomène de la façon suivante : « après une pluie, des sites favorables à la sédimentation des particules sont libérés et, au cours des journées de temps sec qui suivent, les particules sédimentent jusqu'à saturation de ces sites si la période de temps sec est suffisante ».

D'après les calculs, le **flux d'accumulation des particules** décroît avec la durée de temps sec et la masse de solides de temps sec sédimentant dans le réseau après un épisode pluvieux tend vers une limite. Des résultats semblables ont été confirmés pour d'autres réseaux. Cette diminution du flux de sédimentation avec la durée de temps sec peut expliquer l'augmentation des flux mesurés à certains exutoires.

Ce **phénomène d'accumulation asymptotique** des particules de temps sec, avec une augmentation rapide de la masse de dépôt jusqu'à atteindre un équilibre après 12 à 20 jours, n'est valable que pour les portions du réseau drainant de petits bassins versants.



9.1.4. Eaux de ruissellement

La pollution des eaux de ruissellement urbaines a pour origine d'une part le **lessivage de l'atmosphère**, et d'autre part le **lessivage et l'érosion des surfaces urbaines**.

9.1.4.1. Lessivage de l'atmosphère

La condensation de la vapeur d'eau atmosphérique autour des particules et la solubilisation d'un certain nombre de polluants dans les gouttelettes nuageuses conduit à un **lessivage de l'atmosphère** par les eaux météoriques. Ce lessivage détermine la **pollution de l'eau de pluie** au moment où elle touche le sol, également désignée sous le terme de « retombées atmosphériques humides ».

L'importance de la pollution de l'atmosphère dépend :

- des **sources locales de pollution** atmosphérique ;
- de la **topographie du site** (vallée encaissée ou plaine aérée..) ;
- des **conditions météorologiques** (importance et direction du vent, fréquence des pluies...).

Bien qu'il existe des sources naturelles de pollution atmosphérique (érosion éolienne, éruptions volcaniques, aérosols marins, incendies...), ce sont les **sources anthropiques** qui dominent en milieu urbain. On citera en particulier l'industrie (métaux, résidus pétroliers, micropolluants organiques), les transports, les chauffages collectifs et individuels, la combustion des ordures ménagères et industrielles.

On estime généralement que, pour la plupart des paramètres, 15 à 25 % de la pollution contenue dans les eaux de ruissellement est imputable à la pollution de l'eau de pluie. Cette proportion peut être nettement plus forte pour certains polluants, en particulier les métaux lourds, pour lesquels elle pourrait atteindre 50 à 75 %. D'autres études confirment ces dires et estiment que les retombées humides sont la principale source de métaux dans les eaux de ruissellement.

Remarque : A partir d'un bilan de masse sur quatre événements pluvieux sur un bassin versant expérimental situé près de Londres, il a été noté que la masse de métaux entraînés dans l'eau de ruissellement est inférieure à celle apportée par l'eau de pluie. Ce résultat signifierait qu'une partie des métaux contenus dans les retombées humides peuvent être retenus par les surfaces urbaines.

9.1.4.2. Lessivage des zones urbaines

L'importance de la pollution issue du lessivage des surfaces urbaines dépend :

- du **stock de polluant** disponible sur les surfaces en début de pluie ;
- de la **quantité érodée** par les gouttes d'eau et par l'écoulement ;
- de la **quantité pouvant être transportée** par l'écoulement jusqu'à l'entrée du réseau d'assainissement.

Les **trois mécanismes à prendre en compte** sont donc : l'accumulation du stock de polluants, son érosion et son transport.

Le **stock de polluant** disponible sur la surface est d'origines diverses : retombées atmosphériques sèches, circulation automobile, déchets rejetés par l'homme, animaux, végétation. Chacune de ces origines favorise un certain type de polluant (circulation automobile → hydrocarbure ; animaux → matières organiques ; etc.).

Par ailleurs, certains polluants trouvés dans les eaux de ruissellement peuvent provenir de l'érosion ou de la corrosion par la pluie des surfaces urbaines. On citera en particulier : l'apport de terre, sable et graviers en provenance des surfaces non imperméabilisées, l'apport d'hydrocarbures provenant de l'usure du goudron, l'apport de métaux provenant des surfaces métalliques, notamment les toitures.



9.1.4.3. Mécanisme d'accumulation et d'entraînement sur les surfaces imperméabilisées

● Accumulation

La **masse totale de dépôts présente sur la voirie** est égale à la masse déposée au cours du temps sec moins la masse érodée par le vent, la pluie, la circulation, le nettoyage de la voirie, la biodégradation... ; auxquelles s'ajoute un **stock permanent non mobilisable**. Ce stock permanent, qui représente la fraction de dépôt non érodable par la pluie ou le nettoyage, est fonction de la texture du revêtement. Il sera d'autant plus important que la chaussée est rugueuse et donc capable de piéger une grande quantité de solides dans ses anfractuosités.

Par temps sec et en l'absence de nettoyage, la masse de dépôts présents sur la chaussée augmente suivant un **taux d'accumulation**, égal au taux de sédimentation (masse de solides déposés par unité de temps) moins le taux d'érosion (érosion éolienne essentiellement, mais aussi érosion due à la circulation et pertes par dégradation des dépôts).

Le **taux de sédimentation** dépend essentiellement du mode d'occupation du sol.

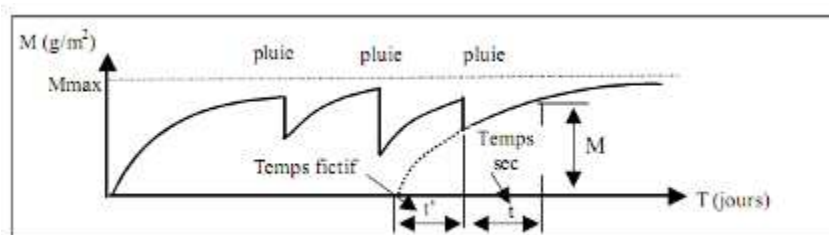
Le **taux d'érosion** par temps sec est quant à lui fonction du stock. Négligeable lorsque le stock est faible, il devient équivalent au taux de sédimentation au bout d'une durée de temps sec très longue. Le taux d'accumulation devient alors nul et la masse totale de dépôt atteint une asymptote, dont la valeur dépend de la nature du revêtement et de son usure.

Ce phénomène est illustré par la figure suivante :

$M(t)$: masse de dépôt mobilisable à l'instant T

M_{max} : masse maximale de dépôt mobilisable

t : durée de temps sec précédente



● Entrainement

La plupart des auteurs s'accordent à dire que **le nettoyage de la voirie ne permet pas une réduction significative des polluants accumulés sur la chaussée**.

Le nettoyage de routine pratiqué dans la plupart des villes est efficace contre la pollution visuelle, mais pas pour les particules fines. Il permettrait d'éliminer au maximum 95 à 100 % des débris grossiers, 50 % de l'ensemble des solides, 48 % des particules inférieures à 246 μm et 15 % des particules inférieures à 43 μm .

Les expérimentations ont montré qu'un nettoyage à une fréquence de trois fois par semaine conduit au maximum à une réduction de 30% des solides et 40% du plomb contenu dans les eaux de ruissellement.

Au vu des phénomènes qui régissent l'accumulation et l'érosion des polluants, il sera fait comme hypothèse que :

- l'ensemble des paramètres ont la même dynamique d'accumulation et d'entraînement ;
- le processus d'accumulation étant un phénomène asymptotique, il n'y a plus de dépôts supplémentaires après **20 jours de temps sec** ;



Le **modèle d'accumulation des dépôts** le plus répandu est celui proposé initialement par Sartor et Boyd :

$$M(T) = M_{\max} (1 - e^{-k(t+t')})$$

Avec :

- $M(t)$: masse de dépôt mobilisable à l'instant T
- M_{\max} : masse maximale de dépôt mobilisable
- k : constante d'accumulation
- t : durée de temps sec précédente
- t' : temps fictif pour lequel on aurait eu $M(T-t-t')=0$

On notera ici que l'hypothèse est faite que **$M(T) \approx M_{\max}$ pour $T = 20$ jours environ.**

Pour l'étude, faute de données plus précises, on utilisera les mêmes hypothèses que l'étude de 2007, qui considère que :

- la pollution particulaire déposée après **1 jours** est de **0,8 % de la masse annuelle** ;
- la pollution particulaire déposée après **5 jours** de temps sec (durée approximative de temps sec) est de **2,4% de la masse annuelle**.

9.1.5. Caractéristiques des concentrations en polluants des eaux de ruissellement des surfaces imperméabilisées

Pour les bassins versants les plus urbains, des **estimations de rejets polluants** ont été considérés. Ces estimations ont été établies d'après les chiffres données par les services de l'Etat et d'après les estimations de surfaces imperméabilisées sur ces bassins.

Les masses polluantes annuellement rejetées à l'aval des collecteurs pluviaux sont très variables. Le tableau suivant fournit des ordres de **grandeur des masses moyennes produites annuellement par hectare actif**. Il permet d'évaluer les **effets chroniques**.

Nature du polluant*	Rejets pluviaux lotissement - parking - ZAC	Rejets pluviaux zone urbaine dense - ZAC importante	Estimation pour la zone d'étude (Sa =115 ha)		
			Rejets pluviaux lotissement - parking - ZAC	Rejets pluviaux zone urbaine dense - ZAC importante	Total
MES	660	1000	70 321	8 453	78 774
DCO	630	820	67 125	6 931	74 056
DBO5	90	120	9 589	1 014	10 604
Hydrocarbures totaux	15	25	1 598	211	1 810
Plomb	1	1.3	107	11	118

*(en kg/ha de surface imperméabilisée)

Tableau 25 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes occupations du sol rejetées annuellement par hectare de projet imperméabilisé

Remarque : Les surfaces imperméabilisées retenues pour les calculs ont été estimées à partir des C_{imp} issus du calage de la simulation des réseaux. Les sous-bassins versants, ayant un coefficient de ruissellement moyen estimé supérieur à 60 %, ont été considérés comme ayant des rejets pluviaux de type zone urbaine et ZAC importante.



Le tableau suivant, élaboré à partir de données bibliographiques, fournit des ordres de grandeur de différents ratios de masses pour un événement polluant. Il permet d'évaluer les **effets de choc**.

Nature du polluant*	Épisode pluvieux de fréquence annuelle	Épisode pluvieux plus rare (2 à 5 ans)	Estimation pour la zone d'étude (en kg)	
			Épisode pluvieux de fréquence annuelle	Épisode pluvieux plus rare (2 à 5 ans)
MES	65	100	7 475	11 500
DCO	40	100	4 600	11 500
DBO ₅	6.5	10	748	1 150
Hydrocarbures totaux	0.7	0.8	81	92
Plomb	0.04	0.09	5	10

*Masses (en kg) véhiculées par hectare de surface imperméabilisée pour des événements de 6 mois à 5 ans de période de retour

Tableau 26 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes pluies

Cet autre tableau, issu du guide CERTU « La ville et son assainissement » (CERTU, 2003 - § 8.3.8.2), présente une fourchette des valeurs de rejets de masses pendant une pluie selon la densité du tissu urbain :

Type d'aménagement	Quartiers résidentiels (habitat individuel)	Quartiers résidentiels (habitat collectif)	Habitations denses : zones industrielles et commerciales	Quartiers très denses : centres-villes, parkings.
Coefficient de ruissellement	0,2 à 0,4	0,4 à 0,6	0,6 à 0,8	0,8 à 1
MES*	100-200 mg/l	200-300 mg/l	300-400 mg/l	400-500 mg/l
DCO*	100-150 mg/l	150-200 mg/l	200-250 mg/l	250-300 mg/l
DBO ₅ *	40-50 mg/l	50-60 mg/l	60-70 mg/l	70-80 mg/l

Tableau 27 : Estimation de rejet pour différents polluants et pour différentes occupations du sol

Ces masses de polluants sont une **estimation** : l'intégralité de cette pollution ne sera pas retrouvée aux exutoires de la commune, notamment grâce aux nombreux bassins de rétention qui permettent un abattement de la pollution en suspension non négligeable.

9.1.5.1. Pollution sédimentée dans les réseaux

Les **réseaux** subissent, eux aussi, des phénomènes de sédimentation et de réentraînement proches de ceux détaillés précédemment (cf. paragraphe : Variabilité en fonction de la durée de temps sec précédente).

Cette **remobilisation des stocks de pollution** déposés constitue un réel enjeu environnemental, car 30 à 80 % des charges déversées en MES, MVS, DCO, DBO₅, sans traitements aux déversoirs d'orage, viennent des dépôts remobilisés. Le réseau apparaît donc comme la **principale source de pollution particulaire et organique des eaux de temps de pluie**.

La masse issue des échanges avec les stocks du réseau est d'autant plus élevée que la durée de temps sec précédent l'événement pluvieux est longue et que l'intensité maximale de la pluie est élevée. Ce phénomène traduit bien l'érosion d'un stock de particules qui s'accumulent par temps sec dans le réseau.

Au vu de la structure du réseau et notamment des pentes, **les dépôts seront intégrés à l'estimation de pollution** sur toutes les parties où les pentes sont considérées comme moyennes ou faibles, ce qui exclut la rue de Bretagne notamment.

Les hypothèses du schéma directeur de 2006 sont conservées. On considère alors que :

- Les dépôts sont estimés à l'équivalent d'un jour de pollution EU (du macro-bassin d'apport correspondant) déposée après 5 jours de temps sec, sur l'ensemble du linéaire d'une branche et de son réseau de collecte tributaire ;
- Les dépôts se répartissent de manière constante et linéaire par jour de temps sec en proportion suivante :
 - DCO : 10 % de l'équivalent de pollution EU/ jour de temps sec ;
 - MES : 20 % de l'équivalent de pollution EU/ jour de temps sec.



Comme il l'a été montré précédemment, la sédimentation particulaire à un comportement asymptotique, et nous avons considéré ici que la valeur limite à cette asymptote est ici de 5 jours pour un maximum de 1 jour de pollution EU.

Remarque : Les phénomènes décrits précédemment sont complexes et dépendent de multiples facteurs, néanmoins faute d'approche empirique et/ou théorique plus aboutie ces hypothèses seront maintenues.

9.1.6. Eaux de ruissellement de toiture

Les eaux de ruissellement de toiture ont longtemps été considérées comme peu polluées. Ce n'est que récemment qu'elles ont soulevé l'intérêt des chercheurs.

9.1.6.1. Eaux de toitures et techniques alternatives

Les eaux de toitures représentent environ la **moitié du volume de ruissellement** d'une zone urbaine. Elles sont de ce fait un **enjeu majeur dans le développement des techniques alternatives** à l'assainissement pluvial.

Des **études de caractérisation et de quantification de la pollution** des eaux de toitures ont été menées en vue de :

- leur stockage et leur réutilisation locale, comme eau potable ou comme eau « grise » destinée à l'arrosage, à l'alimentation des toilettes, au lavage des voitures, etc. ;
- leur infiltration dans le sous-sol.

Ces solutions permettent une **réduction considérable du volume de ruissellement**, donc une réduction des risques d'inondation, ainsi que du coût de transport et de traitement des eaux pluviales. Elles ont également un **impact positif sur la gestion de la ressource en eau potable**, en diminuant la consommation (cas de la réutilisation) ou en réalimentant les nappes (cas de l'infiltration).

En revanche, une bonne connaissance de la qualité des eaux de ruissellement de toiture s'avère indispensable, afin d'**évaluer les risques sanitaires**, ainsi que les **risques de contamination des sols et de pollution des nappes**.

9.1.6.2. Rôle des toitures vis-à-vis de la pollution

A l'heure actuelle, les avis divergent sur le fait que les toitures soient une **source de pollution ou au contraire une source de dilution** des rejets urbains de temps de pluie.

Quelques études ont observé une **diminution de la concentration des polluants des eaux de pluie lors de leur ruissellement sur la toiture**. Dans certains cas, les toits agiraient donc comme des puits de pollution. Pour six événements pluvieux, il a été observé des concentrations inférieures dans l'eau de ruissellement d'une toiture en ciment que dans l'eau de pluie. Cette diminution était très marquée pour les métaux lourds, en particulier le plomb et le zinc. Un phénomène similaire a été observé dans le cas d'une toiture en tuiles. Il est attribué à des **processus de précipitation et d'adsorption** sur la toiture.

Deux hypothèses ont été émises sur le **devenir des polluants adsorbés** sur les particules de la toiture : soit ces particules ne sont entraînées que par les fortes pluies, soit elles s'accumulent, sèchent, puis sont érodées par le vent.

Cependant, la plupart des études ont mis en évidence une **importante contamination des eaux de pluie lors de leur ruissellement sur la toiture**. L'apparente disparité des observations semble s'expliquer par un comportement différent des toitures suivant le polluant considéré, suivant le type de toiture et suivant les caractéristiques de l'événement pluvieux.

Les **concentrations métalliques dans l'eau** de ruissellement de toiture résultent de deux processus concomitants et d'effets opposés. L'augmentation du pH (provoquée par la dissolution soit de particule amassées à la surface du toit, soit de matériel composant le revêtement du toit lui-même, en général du CaCO₃) au cours du ruissellement favorise l'adsorption des métaux sur la toiture. En effet, le pH acide des eaux de pluie favorise la désorption et la solubilisation par la lame d'eau ruisselante de certains éléments, notamment les éléments métalliques. En parallèle, des métaux sont relargués de la toiture par lessivage des dépôts et par corrosion des surfaces métalliques. L'importance relative de l'un et de l'autre des phénomènes dépend de l'intensité de la pluie. Pour les pluies de très faible intensité, les toits (exception faite des toitures métalliques) se comportent comme des puits de métaux. Pour une pluie d'intensité plus importante et succédant à une durée de temps sec plus longue, ils deviennent pour la plupart, au moins en début de pluie, source de métaux. D'autre part certains types de revêtement, tels que les feuilles goudronnées, sont de nature hydrophobe, ce qui favorise l'adsorption des composés organiques tels que les HAP.



Le **pH** est un **facteur déterminant** pour la qualité des eaux de ruissellement de toiture. Le pH acide des eaux de pluie favorise la désorption et la solubilisation par la lame d'eau ruisselante de certains éléments, notamment des éléments métalliques. Par ailleurs, le pH des eaux de ruissellement est susceptible d'influencer la répartition des différents polluants entre les phases dissoutes et particulaires.

9.2. Estimations des flux de pollution générés à l'exutoire d'un réseau unitaire

De nombreuses campagnes de mesures, menées depuis les années 1970 en France et à l'étranger, ont démontré l'**importance de la pollution des eaux pluviales** unitaires et l'**impact de leur rejet** dans le milieu naturel.

9.2.1. A l'échelle d'un événement pluvial

Le tableau suivant présente les ordres de grandeur des concentrations moyennes (en mg/l) par événement pluvieux :

	Allemagne		France	Base QASTOR10	Autres Pays	
	Münich-Harlaching	Stuttgart-Büsnau	Paris		Suède	USA
MES	(163)	(177)	118 - 508 (260)	(240) - (670)	5 - 857 (152)	(305)
MVS					25 - 620 (130)	
DCO	(274)	(114)	126 - 581 (295)	(250) - (570)	35 - 2000 (375)	26 - 1410 (305)
DBO5	(89)		36 - 113 (82)	(68) - (270)	5 - 250 (48)	0 714 (83)
Hc			2.27 - 12.6 (4.61)	(2.9) - (6.1)		
Cd			0.0012 - 0.02 (0.01)	(0.0072) - (0.026)	< - 2.2 (0.043)	0.0087 - 0.35 (0.023)
Cu					0.05 - 0.57 (0.18)	0.25 - 0.6 (0.384)
Pb			0.09 - 0.39 (0.26)	(0.19) - (0.51)	0.01 - 0.36 (0.1)	0.14 - 1.28 (0.51)
Zn			0.91 - 2.66 (1.85)	(0.77) - (2.0)	0.08 - 2.1 (0.35)	0.46 - 1 (0.56)

(x - x = plage de variation, (x) = moyenne), en mg/l

Tableau 28 : Caractéristiques des eaux usées à l'exutoire d'un réseau unitaire après un événement pluvieux

Remarque : La base QASTOR regroupe entre autres les résultats de 6 campagnes de mesures françaises en réseau unitaire.

La masse de polluants générée à l'échelle de l'événement pluvieux fournit un bon indicateur des effets de choc des rejets urbains de temps de pluie sur le milieu récepteur. Selon les données de la base QASTOR.

On note que les concentrations et les masses de polluants sont extrêmement variables d'un événement à un autre, et qu'il est délicat d'extrapoler les résultats d'un site de mesure à un autre.



9.2.2. A l'échelle d'une chronique annuelle

Les masses véhiculées par les eaux pluviales à l'échelle annuelle constituent **un bon indicateur de l'effet cumulatif des rejets urbains par temps de pluie** sur le milieu naturel.

Les masses polluantes produites par les eaux de temps de pluie à l'échelle annuelle et par hectare imperméabilisé ont été évaluées pour les six bassins versants unitaires de la base QASTOR et pour deux bassins versants en Allemagne. Ces masses annuelles varient d'un facteur 4 en fonction du site de mesure.

Cependant, les études sur les différents bassins versants français n'ont pas mis en évidence de relation entre la masse annuelle et les caractéristiques du bassin versant, tel que la pente ou le temps de concentration. Notons qu'une partie de la variabilité est sans doute imputable aux différences pluviométriques des années de mesure.

Le tableau suivant présente les **plages de variations des masses polluantes** générées par les eaux pluviales unitaires à l'échelle annuelle (en **kg/ha imperméabilisé**) :

	Base QASTOR10	Allemagne	
		Münich- Harlaching	Stuttgart- Büsneueu
MES	1700 - 4300	1312	1426
DCO	1550 - 4200	1943	
DBO5	810 - 1490	784	919

Tableau 29 : Ratio des masses de polluants générées par hectare imperméabilisé et par an



10. QUALITE DES EAUX DEVERSEES SUR LA ZONE D'ETUDE

10.1. Caractéristiques et origines de la pollution des EP urbaines en réseau EU

10.1.1. Eaux usées véhiculées par temps de pluie

Sur la base des bilans de temps sec réalisés lors de l'étude de SETEGUE, pendant une averse d'environ 2h, intervenant durant la pointe journalière de rejets d'eaux usées, la **fraction de flux polluant** pouvant déverser, par rapport à la pollution EU générée en 24h, est de :

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	N° de l'ouvrage	En % du temps sec sur 24 h	
		DCO	MES
Place du 11 Novembre	DO 4	12	12

Tableau 30 : Fraction du flux polluant d'eaux usées pouvant déverser par rapport à la pollution EU générée sur 24 h

10.1.2. Pollution sédimentée

Nous avons considéré une **pluie de période de retour 3 mois** et émis l'hypothèse que celle-ci se produit **après 5 jours consécutifs de temps sec** et qu'elle **ré-entraîne l'intégralité du stock de polluant**, ce qui en toute rigueur n'est pas le cas.

10.2. Estimations des flux polluants générés : résultats

10.2.1. Eaux usées

La **fraction de flux journalier pouvant être déversée** est précisée dans le tableau ci-dessous :

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	N° de l'ouvrage	DCO (kg)	MES (kg)
Place du 11 Novembre	DO 4	487	312

Tableau 31 : Pollution apportée par les eaux usées

10.2.2. Pollution sédimentée après un jour de TS dans le collecteur

Les **masses de pollution particulaire et organique, susceptibles d'être déposées et accumulées** dans les réseaux après 1 jour de temps sec, sont estimées dans le tableau ci-dessous :

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	N° de l'ouvrage	Sa totale à l'amont (ha)	Dépôt par TS dans le collecteur			
			% pour DCO	% pour MES	DCO pour 1 jour	MES pour 1 jour
Place du 11 Novembre	DO 4	115	10	20	406.2	520

Tableau 32 : Pollution sédimentée dans les collecteurs susceptibles d'être remis en distribution

10.2.3. Pollution déposée sur les surfaces imperméabilisées

Les **résultats des estimations** des dépôts de pollution particulaire et organique sont présentés ci-dessous :

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	N° de l'ouvrage	Sa totale à l'amont (ha)	Dépôt (kg) sur les surfaces imperméabilisées (en 5 jours)		
			DCO	MES	DB05
Place du 11 Novembre	DO 4	115	1777	1891	254

Tableau 33 : Pollution déposée sur les surfaces imperméabilisées suite à 5 jours de TS susceptible d'être entraînée pour un événement pluvieux substantiel

Remarque : On a considéré ici après 5 jours de temps sec, que 2,4 % de la masse annuelle de polluant produite par hectare imperméabilisé est remobilisable après un événement pluvieux substantiel.



10.2.4. Estimation du flux polluants rejetés pour une pluie mensuelle : résultats

Les principaux résultats des **estimations de rejets polluants de temps de pluie** sont recherchés aussi sur la base de la réaction du réseau et des déversoirs associés pour la **pluie du 2 octobre 2003**, dont l'occurrence est proche d'une pluie de période de retour 3 mois (pas de débordement pour la pluie du 3/10/03).

Les **débits incidents** aux déversoirs principaux pris en compte dans la présente approche et les **volumes déversés** sont **appliqués aux masses de pollution estimées** précédemment.

En plus des conditions de calcul décrites précédemment, une **hypothèse complémentaire concernant les dynamiques d'entraînement et de rejet** est nécessaire à l'approche, notamment l'application d'un taux de rejet uniforme, égal au taux volumique obtenu par la simulation hydraulique, compte-tenu des observations suivantes :

- lorsque l'on effectue des mesures de pollution de temps de pluie, le phénomène de premier flot est loin d'être une dynamique systématique, particulièrement dans le cas d'averses intermédiaires ;
- aucune relation non paramétrée (c'est-à-dire qui ne nécessiterait aucun calage préalable), ne représente de manière satisfaisante les phénomènes de « réentraînement » des particules et des sédiments (qui sont d'ailleurs deux dynamiques différenciées, dans leur réalité physique et dans les modèles équationnels existants).

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	Place du 11 Novembre
Kg de pollution	DO 4
Dépôts en collecteurs sur 5 jours => MES	2600
Dépôts en collecteurs sur 5 jours => DCO	2031
Dépôts en surface sur 5 jours => MES	1891
Dépôts en surface sur 5 jours => DCO	1777
Fraction de pollution "Temps sec" pendant 2 heures => MES	312
Fraction de pollution "Temps sec" pendant 2 heures => DCO	487
Total généré => MES	4803
Total généré => DCO	4295
Fraction du débit incident déversé (en %)	21
Total déversé => MES	1009
Total déversé => DCO	902

Tableau 34 : Pollution déversée au milieu naturel pour une pluie de période de retour 1 mois

Comme dans le schéma directeur de 2007, il est intéressant de souligner parmi les principaux résultats mis en évidence :

- la **part prépondérante des rejets polluants liés aux conditions hydrauliques de temps de pluie**, c'est-à-dire procédant de l'entraînement de polluants précédemment accumulés dans les deux stocks de polluants que sont les surfaces imperméables et les réseaux eux mêmes ;
- le **caractère soudain des déversements** qui se produisent en seulement quelques heures, voire à peine une heure, ce qui multiplie leur impact : « effet de choc ».



10.2.5. Estimation du flux polluants rejetés en 2008 : résultats

En considération des dynamiques complexes d'accumulations des dépôts dans les collecteurs et sur les surfaces imperméabilisées par temps sec, une approche simplifiée des masses déposées à été envisagée. Les valeurs de dépôt dans les collecteurs, de fraction de temps sec susceptible d'être rejetée pendant 2 heures de pluies, sont issues du schéma directeur de 2007 et ont été conservées afin de pouvoir comparé l'analyse qualitative sur une base commune. Seuls les dépôts de surface ont été réévalués en fonction des hypothèses propres de l'étude.

Localisation de la partie aval du "macro bassin" considéré	Place du 11 Novembre
Tonnes de pollution	DO 4
Dépôts en collecteurs sur l'année => MES	117
Dépôts en collecteurs sur l'année => DCO	91
Dépôts sur surfaces sur l'année => MES	79
Dépôts sur surfaces sur l'année => DCO	74
Fraction de pollution "Temps sec" pendant 2 heures => MES	25
Fraction de pollution "Temps sec" pendant 2 heures => DCO	184
Total généré => MES	221
Total généré => DCO	349
Fraction du débit incident déversé (en %)	4
Total déversé => MES	9
Total déversé => DCO	14

Tableau 35 : Pollution déversée au milieu naturel pour l'année 2008

En équivalent DCO, la pollution déversée pour l'année 2008 au DO4 et DO4b représente environ **108 000 EH rejetée** en direct vers la Mayenne, c'est-à-dire que 108 000 personnes pendant une journée rejetteraient à la Mayenne leurs rejets EU. C'est aussi l'équivalent de 295 habitants qui rejetterait toute l'année dans la Mayenne leurs rejets EU.



11. PROPOSITIONS DE TRAVAUX ET AMENAGEMENTS

11.1. Enjeux, contraintes, objectifs fixés

La présente étude vise à affiner, conforter et proposer des solutions alternatives au schéma directeur d'assainissement de 2007.

Deux préoccupations majeures se dégagent :

- la réflexion sur les rejets au milieu naturel ;
- la lutte contre les inondations du centre ville rive droite.

Cette réflexion approfondie et concrète sur les **moyens de lutte contre les inondations** du centre-ville a été menée sur les préconisations de la **norme NF 752-4** en termes de dimensionnement et notamment sur l'approche de critère de performance de l'ouvrage.

La **maîtrise des effluents** de temps sec, comme de temps de pluie, aborde une **série d'enjeux** pouvant paraître hétéroclites, mais qui nécessitent une **approche globale** et des réponses techniques convergentes et complémentaires.

Cette **gestion intégrée des problématiques de la ville de Laval** permettra d'apporter des solutions d'ensemble pour des problématiques et des enjeux différents.

Remarque : La note en **annexe 21** présente les différents enjeux en matière de gestion du risque d'inondations en milieu urbain.

11.1.1. Enjeux

Les enjeux abordés lors de l'étude sont les suivants :

- **Protection des biens et des personnes ;**
- **Protection des milieux récepteurs.**

11.1.1.1. Protection des biens et des personnes

Bien que l'étude ne révèle pas de problème structurel engendrant de forts débordements et mettant en péril les biens et les personnes, une série de **mesures permettant d'améliorer significativement la situation actuelle** seront présentées.

Les différents aménagements seront étudiés selon deux grandes lignes :

- une **protection à 10 ans** sur toute la zone d'étude,
- et une réflexion sur la protection de la zone d'étude basée sur la norme NF 752-2, qui intègre des différences en termes de période de **protection en fonction des enjeux** (centre-ville, zone commerciale, passage souterrain...) et des risques associés (topographie...).

La carte en **annexe 22** présente les zones à forts enjeux sur l'aire d'étude.

Cet **investissement consacré à la lutte contre les inondations** reste l'argument le plus audible aux citoyens et aux contribuables pour justifier l'effort financier, l'investissement élevé et les nuisances liées à la réalisation des travaux et des ouvrages. Les **perspectives d'amélioration de situation hydraulique** pour des événements d'occurrence élevée peuvent apparaître comme un soulagement pour les riverains.

Néanmoins, il reste toujours **nécessaire de sensibiliser** les riverains et les acteurs locaux au fait que ces aménagements ne permettent jamais de s'affranchir de tout risque d'inondation pour des événements pluvieux exceptionnels, comme pour la pluie de 25 juin 2009.



11.1.1.2. Protection des milieux récepteurs : limitation des rejets polluants

La protection du milieu récepteur apparaît comme une des **préoccupations majeures de l'étude**.

L'importance des volumes rejetés, et donc de la charge polluante déversée à la Mayenne, font de la **gestion des déversoirs d'orage une priorité**.

Le **choix d'une période de retour de protection**, ou même d'une pluie de projet comme objectif d'interception de l'intégralité de la pollution unitaire, soulève **plusieurs questions**.

Les **rejets polluants de temps de pluie** font l'objet d'une **réglementation** (directives, arrêtés...), fixant les échéances et cadrant les orientations souhaitables en matière de protection des milieux récepteurs.

Malgré tout, la **mise en place des mesures** de gestion quantitative de ces rejets est **laissée à la charge et à l'appréciation des collectivités** et des autorités locales de tutelles. Or, au vu des investissements importants, qui peuvent parfois atteindre des proportions considérables pour une légère augmentation de l'interception, il semble parfois délicat pour la collectivité de **définir des objectifs technico-financiers fiables et viables**.

La définition des objectifs doit donc clairement être une **étape concertée** avec les acteurs en charge de la protection du milieu récepteur, mais ne doit **pas occulter la rentabilité des investissements**. En effet, la performance technico-économique doit être impérativement intégrée pour ne pas déconnecter l'investissement financier d'un aménagement dont le bénéfice sur le milieu récepteur est important, mais où l'impact financier est difficilement supportable pour la collectivité.

C'est pourquoi, **l'effort d'investissement doit être mutualisé** et réparti de manière juste et proportionnelle entre les collectivités et l'ensemble des émetteurs de pollution.

De plus, un dimensionnement trop restrictif pour un événement pluvieux peut parfois être trop contraignant en termes d'investissement, alors qu'un **dimensionnement sur une chronique plus longue de pluviométrie réelle** permet une approche plus globale et plus réaliste en termes de propositions d'aménagements.

Les périodes de retour de protection, classiquement envisagée en l'absence de contrainte précise, sont généralement comprises **entre 1 mois et 6 mois**. Les durées d'averse considérées varient, quant à elles, **de 2 heures à 6 heures**. On considérera aussi des **durées intenses de l'ordre de 30 min** au plus, pour éviter une répartition trop homogène de la pluie, sans réel pic de pluie, qui ne refléterait pas le comportement du réseau à un événement soudain et aurait tendance à minimiser les volumes de stockage à mettre en place.

Si l'on considère une **vision globale et réaliste**, basée sur une chronique annuelle de pluie réelle, les objectifs peuvent être définis en termes de jours de déversement. Ainsi, pour répondre aux objectifs de bon état écologique des masses d'eau, la référence de l'Agence de l'Eau Loire Bretagne avance un chiffre de **12 jours de déversements par an**.

Afin de répondre à ces objectifs, au vu du constat précédemment établi, les enjeux en termes de rejet polluants sont identiques au schéma directeur :

- **Supprimer, s'ils existent, les rejets de polluants de temps sec ;**
- **Intercepter une part significative de la pollution** actuellement rejetée par temps de pluie ;
- **Connaître les flux interceptés et les flux déversés**, afin d'évaluer l'impact résiduel du système d'assainissement et l'efficacité des aménagements réalisés.



11.1.2. Contraintes

Les **contraintes de définition et de réalisation d'un programme d'aménagement** pour Laval sont multiples et variées. Parfois difficiles à surmonter, elles influencent et conditionnent l'intégralité du programme de travaux.

Les **critères déterminant le programme d'aménagements** sont :

- le **choix des objectifs de protection et d'efficacité** des aménagements proposés ;
- le **choix ou le rejet d'une solution** plutôt qu'une autre ;
- la **hiérarchisation et le phasage** des opérations.

Les différentes **contraintes objectives** sont :

- les **contraintes hydrauliques et topographiques** (non prolifération des ouvrages de stockage de faible taille, difficultés de raccordement des aménagements en fonction de la topographie naturelle des sites, contrainte aval imposée sur certains ouvrages de déversement...) ;
- les **contraintes foncières et d'occupation d'espace** (volume et surface nécessaire à l'implantation d'ouvrages, compatibilité avec l'encombrement actuel et futur de la surface du sous-sol, surface et espace nécessaire au déploiement des chantiers et à la réalisation des travaux) ;
- les **contraintes géotechniques et de nappe** (nature du sous-sol, difficultés des fouilles, remontée de nappe) ;
- les **contraintes liées aux nuisances de chantier et de fonctionnement** (tissu urbain dense sur certains sites d'implantation d'ouvrages, voiries très fréquentées, nuisances sonores et olfactives pour les usagers et les riverains).

Au vu de l'ensemble de ces contraintes, qui peuvent vite s'accumuler pour un seul aménagement, il apparaît parfois délicat et **complexe d'estimer le coût réel d'un aménagement**. Ces incertitudes nous ont conduits à donner une estimation de la **part des imprévus de 10-15 % du coût des travaux**.



11.2. Réduction des volumes d'eaux claires parasites

Les **eaux claires parasites** représentent une **charge hydraulique non négligeable** pour le système d'assainissement, sur le secteur d'étude.

Ces eaux claires parasites ont **deux origines** : elles proviennent essentiellement du drainage des nappes perchées et de la canalisation historique de petits ruisseaux.

Des **démarches de gestion de ces eaux claires** ont déjà été menées sur la zone d'étude, notamment sur le ruisseau des Vaux en aval du bassin des Alignés, où un poste de refoulement vers le ruisseau des Périls a été installé pour un débit de reprise de 9 l/s. Bien que la démarche soit intéressante, elle s'avère **insuffisante** pour s'affranchir totalement de cet apport, d'après les constats de terrain et les mesures. L'effort entamé devra donc être poursuivi, et de façon plus ambitieuse, afin de pouvoir s'affranchir au maximum de l'apport d'eaux claires dans le réseau unitaire de la ville.

11.2.1. Réduction des volumes d'eaux claires parasites (fiche AMG 1)

Comme le schéma directeur de 2007 l'a déjà illustré, le poste de refoulement actuel en sortie du bassin des Alignés 1 est insuffisant pour renvoyer l'intégralité des eaux générées sur la partie amont du bassin versant du ruisseau des Vaux.

La campagne de mesures a une nouvelle fois permis d'identifier des volumes d'eaux claires parasites importants. Ces volumes sont répartis sur la zone d'étude en quantité variable. Le point d'apport d'ECP le plus important ($1200 \text{ m}^3/\text{j}$) est localisé au niveau du ruisseau des Vaux, ce débit est collecté par le réseau de la rue des Vaux.

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : La pompe du ruisseau des Vaux (Flygt 3127 SH 258 7,4 kW) est sous-dimensionnée (22 l/s à 15 m et 9 l/s à 32 m pour $\eta = 40 \%$).

☞ Constat 2 : Le débit de fuite des bassins des Alignés pour $T = 10$ ans est estimé à 50 l/s, soit $180 \text{ m}^3/\text{h}$.



Figure 33 : Plan de situation pour l'aménagement n°1



➤ Proposition :

L'aménagement proposé consiste à mettre en place des infrastructures permettant le refoulement de l'intégralité des apports d'ECP vers le ruisseau des Périls.

☞ Etape 1 : Pose d'un groupe de pompage ($Q = 200 \text{ m}^3/\text{h}$ pour $\text{HMT} = 50 \text{ mCE}$).

☞ Etape 2 : Pose d'une canalisation de refoulement en $\varnothing 250 \text{ mm}$ (940 ml) et d'une canalisation en gravitaire jusqu'au fossé en amont du ruisseau de Grenoux en $\varnothing 300 \text{ mm}$ (350 ml).

➤ Résultats attendus :

La déviation de ces eaux permettra de s'affranchir de l'apport le plus conséquent d'eaux claires parasites de la zone d'étude, et ainsi de limiter les apports d'eaux claires au réseau de collecte de la ville de Laval. Cet aménagement permettra de réduire significativement cette charge hydraulique difficilement supportable pour le système d'assainissement, qui représente sur l'ensemble du réseau de la ville plus de 50 % des volumes en période de nappe haute et 30 % en période de nappe basse reçus à la station d'épuration par temps sec.

➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Pompe, électromécanique et tuyauterie	-	1	66 500	66 500
Poste de refoulement GC (bâche, équipements)	-	1	120 000	120 000
Refoulement DN 250 mm	ml	940	220	206 800
Gravitaire DN 300 mm	ml	350	300	105 000
Etudes amont et MOE	%	10%	49 830	49 830
Imprévus et divers	%	10%	49 830	49 830
TOTAL €HT				597 960

Tableau 36 : Estimation financière de l'aménagement 1

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 23**.



11.2.2. Réduction de l'apport de la Grivonnière (fiches AMG 2 et 2-2)

Le bassin d'apport de la Grivonnière représente l'ensemble des surfaces imperméabilisées qui aboutissent, en séparatif, au niveau du bassin de rétention de la Grivonnière.

Le bassin de la Grivonnière est fermé par un ajustage contraignant, qui n'autorise qu'un débit de fuite d'environ 40 l/s. Les eaux pluviales générées par ce bassin d'apport sont alors dirigées vers le réseau unitaire de la rue des Vaux, à l'aval du système de bassin des Alignés. La déconnexion de ces eaux pluviales, bien que nécessitant des infrastructures importantes, permettrait de soulager le réseau de la ville.

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : 40 l/s d'eaux pluviales sont rejetées dans le réseau unitaire sur la rue des Vaux

11.2.2.1. Solution d'aménagement n°1

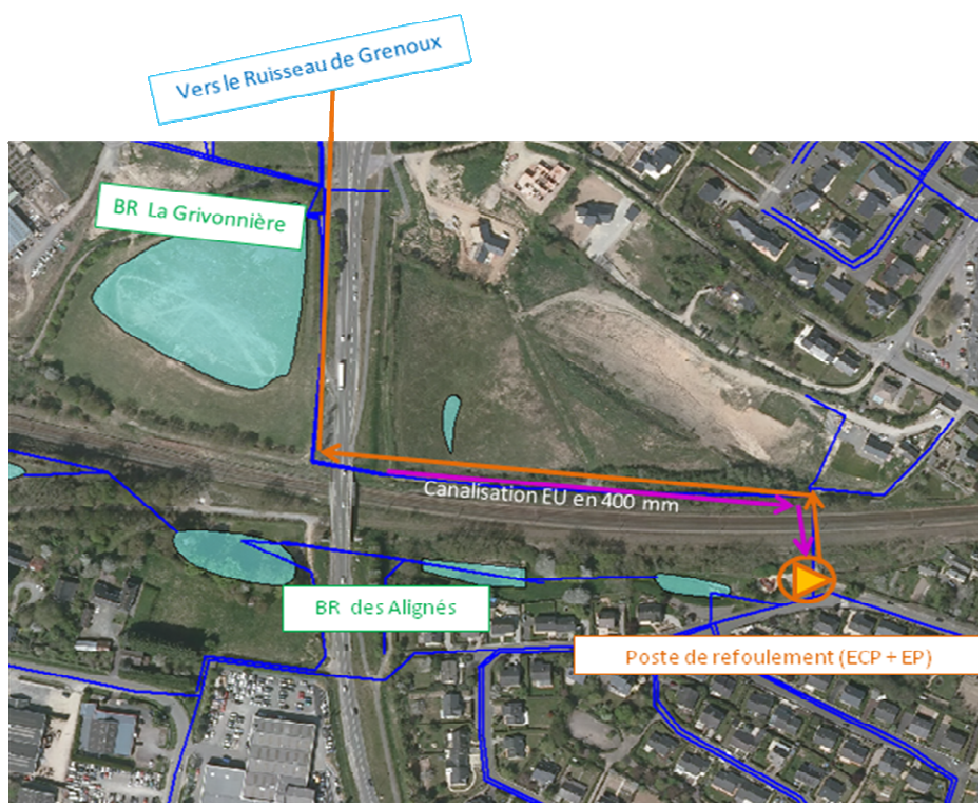


Figure 34 : Plan de situation pour l'aménagement n°2

➤ Proposition :

L'aménagement proposé consiste à mettre en place des infrastructures permettant le refoulement de l'intégralité des apports pluviaux de la Grivonnière, mais aussi de refouler les ECP du bassin des Alignés, tout cela vers ruisseau des Périls. L'intérêt ici est de mutualiser les aménagements 1 et 2, afin d'avoir un poste de refoulement sur un seul site, au lieu de redimensionner le poste des Alignés et de créer un nouveau poste de refoulement à proximité des Grivonnière.

☞ Etape 1 : Déconnexion de la canalisation d'évacuation en provenance du bassin de la Grivonnière vers le poste de refoulement de la rue des Vaux et pose d'une nouvelle canalisation EU en Ø400 mm sur 315 m (en parallèle de la Ø800 mm).

☞ Etape 2 : Redimensionnement de la bache et pose d'une conduite de refoulement en DN 300 mm.

☞ Etape 3 : Pose de trois groupes électropompes submersibles (dont un de secours) permettant l'évacuation des ECP de la rue des Vaux par temps sec et des eaux pluviales de la Grivonnière ($Q = 100$ l/s pour HMT = 50 mCE), arrivant dans une même bache de refoulement, ayant un volume utile total de 13.5 m^3 .

**Remarques :**

- Si cet aménagement est retenu, l'aménagement préconisé en fiche aménagement 1 est alors inclus dans ce projet.
- Un dossier loi sur l'eau est nécessaire pour un tel aménagement (rubrique 2.2.3.0), un prétraitement de l'eau peut alors être obligatoire.

➤ **Résultats attendus :**

La déviation des eaux de pluie en sortie du bassin de la Grivonnière permet en tout état de cause de supprimer un apport non négligeable vers le réseau unitaire du centre-ville. L'avantage est alors de mutualiser les AMG 1 et AMG 2 pour créer un poste de refoulement permettant de renvoyer les ECP et les eaux pluviales issues de la Grivonnière, afin de soulager et protéger les infrastructures du centre-ville.

➤ **Estimation financière :**

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Pompe, électromécanique et tuyauterie ECP + Grivonnière	-	1	100 000	100 000
Poste de refoulement GC (bâche, équipements)	-	1	150 000	150 000
Déconnexion réseau EU en réseau séparatif pose d'une canalisation EU en DN 400 mm	ml	315	210	66 150
Refoulement DN 400 mm	ml	940	350	329 000
Refoulement DN 300 mm	ml	350	300	105 000
Etudes amont et MOE	%	10%	75 015	75 015
Imprévus et divers	%	10%	75 015	75 015
TOTAL €HT				900 180
<i>Autres dépenses à intégrer</i>				
Entretien et exploitation (électricité, maintenance)	année	1	5000 à 8000 €	5000 à 8000 €

Tableau 37 : Estimation financière de l'aménagement 2

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 24**.



11.2.2.2. Solution d'aménagement n°2

Pour cette même problématique, une autre **alternative en gravitaire** existe.

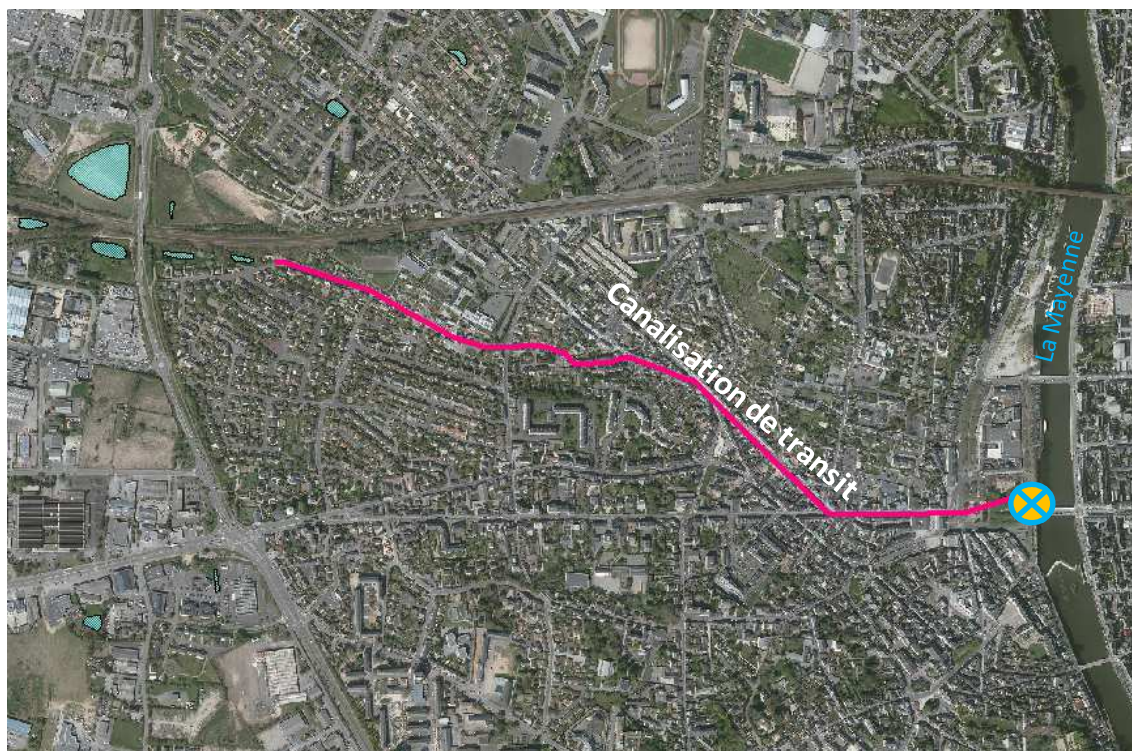


Figure 35 : Plan de situation pour l'aménagement n°2-2

➤ Proposition :

L'aménagement proposé consiste à mettre en place un ouvrage de régulation récupérant les eaux claires des deux canalisations de Ø800 mm pour renvoyer gravitairement dans une Ø400 mm vers la Mayenne.

☞ Etape 1 : Déconnexion de la canalisation d'évacuation en provenance du bassin de la Grivonnière vers le poste de refoulement de la rue des Vaux et pose d'une nouvelle canalisation EU en Ø400 mm sur 315 m (en parallèle de la Ø800 mm).

☞ Etape 2 : Pose d'une canalisation pluviale gravitaire de transit, qui récupère les apports des Alignés et les apports EP de la Grivonnière et les rejette à la Mayenne.

☞ Etape 3 : Possible mise en place d'un prétraitement (voir si recommandation dans le dossier loi sur l'eau à réaliser pour l'opération, rubrique 2.2.3.0).

Remarque : Si cet aménagement est retenu, l'aménagement préconisé en fiche aménagement 1 est alors inclus dans ce projet.

➤ Résultats attendus :

La déviation des eaux de pluie en sortie du bassin de la Grivonnière permet en tout état de cause de supprimer un apport non négligeable vers le réseau unitaire du centre ville. L'avantage est alors de mutualiser les AMG 1 et AMG2 en posant une canalisation strictement pluviale jusqu'à la Mayenne. Les contraintes d'emprise dans le sous-sol seront à considérer si cet aménagement est envisagé.



➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
DN 400 mm en gravitaire	ml	1 800	350	630 000
Ouvrage de régulation pour évacuation de 2 canalisations de 800 mm dans une canalisation de 400 mm. Cet ouvrage intégrera un ouvrage de déversement vers le réseau existant en cas de mise en charge des réseaux.	-	-	70 000	70 000
Etudes amont et MOE	%	10%	70 000	70 000
Imprévus et divers	%	10%	70 000	70 000
TOTAL €HT				840 000

Tableau 38 : Estimation financière de l'aménagement 2-2

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 24**.

11.2.2.3. Analyse multicritère AMG2

Une analyse multicritère est ici proposée afin de constituer un outil d'aide à la décision pour le maître d'ouvrage.

AMG 2		
Numéro de fiche	Fiche 2	Fiche 2-2
Objet	Création d'un poste de refoulement	Pose d'une canalisation en gravitaire sur 1800 ml
Contraintes techniques	Passage de 2 nouvelles canalisations dans la galerie traversant la voie SNCF (vérifier la capacité de pose). Si la place est insuffisante, il conviendra d'envisager le fonçage de la canalisation de refoulement sous la voie SNCF.	Passage d'une nouvelle canalisation dans la galerie traversant la voie SNCF (vérifier la capacité de pose). Pose de 1800 ml de canalisation en milieu urbain, sous-sol encombré, possibles difficultés lors de la pose (Gaz, AEP, EU, autres...).
Contraintes d'exploitation	Entretien régulier du poste et des infrastructures électromécaniques.	Pas de contrainte particulière
Coût réalisation	818 398 €	802 930 €
Coût d'entretien (électricité, entretien de l'infrastructure)	5 000 à 8 000 euros /an soit 130 000 € pour 20 ans (moyenne)	-
Gêne occasionnée en phase travaux	Limité	Important (route barrée, difficultés d'accès...)
Amortissement et réhabilitation	15 ans pour toutes les pièces électromécaniques (pompes...) et 40 à 50 ans pour le réseau	40 à 50 ans pour le réseau
Intégration paysagère / Emprise foncière	Peu gênant (uniquement partie hors sol du poste visible + périmètre de protection)	Non visible après travaux
Impact sur le milieu récepteur sans dépollution préalable	Transit par fossé rôle autoépurateur du milieu naturel, léger abatement de la pollution possible	Pas d'abatement de pollution
Critère développement développement durable	Impact sur l'environnement pendant la phase travaux, Consommation électrique importante pour le fonctionnement	Fort impact sur l'environnement pendant les travaux (empreinte carbone, déchets)

Tableau 39 : Analyse multicritère pour l'aménagement 2



11.3. Lutte contre les débordements et mises en charge

11.3.1. Avenue de Fougères (fiche AMG 3)

La modélisation montre un point de débordement (88 m^3 pour $T = 10$ ans et 175 m^3 pour $T = 30$ ans) sur l'avenue de Fougères, avant le passage sous la voie SNCF.

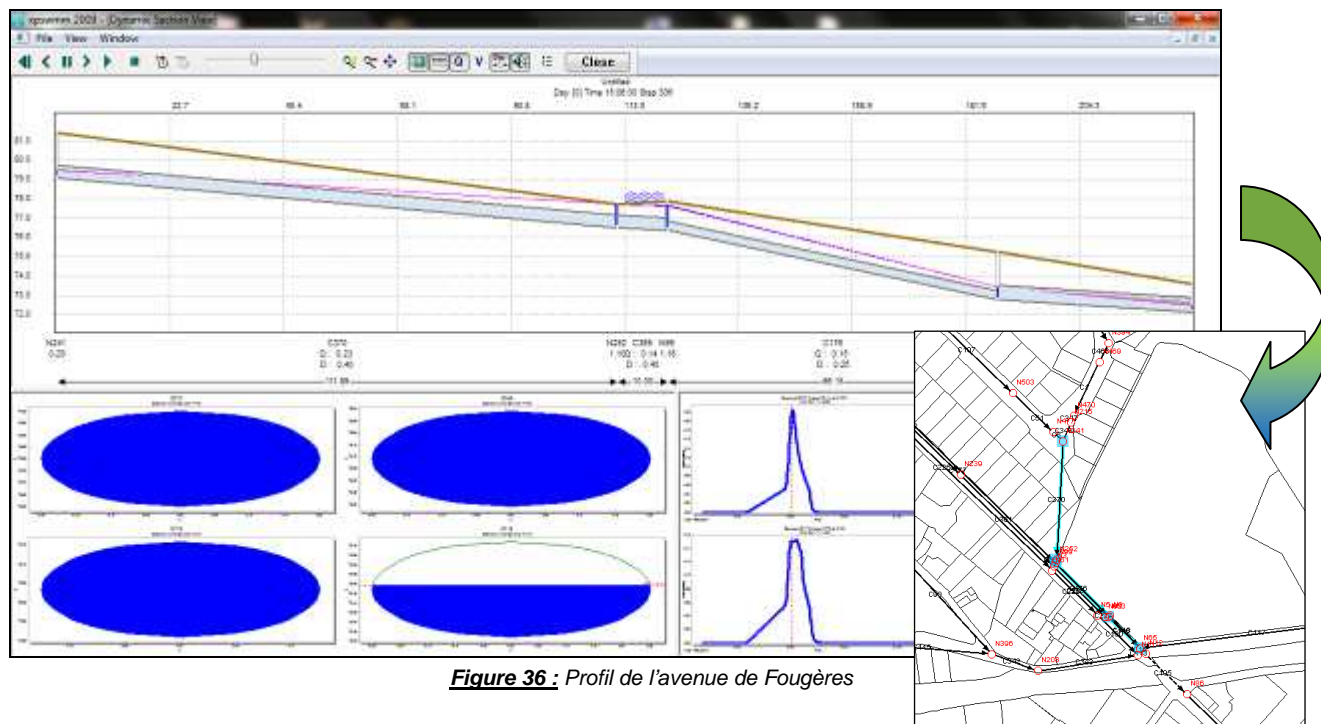


Figure 36 : Profil de l'avenue de Fougères

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Les collecteurs sont insuffisamment dimensionnés.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection du centre-ville de 10 et 30 ans (passage de la canalisation C176 en $\varnothing 400\text{mm}$)



Figure 37 : Canalisation à renforcer – avenue des Fougères



		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	C176	DN 250 à 400 mm	66
TVX2	La protection à 10 ans permet de protéger à 30 ans			

Tableau 40 : Projet de renforcement pour l'AMG 3

➤ Résultats attendus :

Le renforcement du réseau sur cette zone permet de s'affranchir des faibles débordements mis en évidence et de limiter les mises en charge sur le secteur.

A noter que les bassins de Flandres Dunkerque 1 et 2 sont sous-utilisés actuellement et que leur optimisation permet de s'affranchir des débordements à 10 ans et quasiment à 30 ans ($10 \text{ m}^3 \text{ T}=30\text{ans}$).

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Renforcement DN 250 mm en DN 400 mm	ml	66	350	23 100
	Etudes amont et MOE	%	10%	2 310	2 310
	Imprévus et divers	%	10%	2 310	2 310
	(TVX1) Sous total 1 =				27 720
Protection à 30 ans (NF 752 -2)	Même travaux que pour T = 10 ans				
	(TVX 2) Sous total 2 =				27 720
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				27 720
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				27 720

Tableau 41 : Estimation financière de l'aménagement 3

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 25**.



11.3.2. Rue de Bretagne (fiche AMG 4)

Malgré la création d'un bassin de rétention de 200 m³, des points de débordement (341 m³ pour T = 10 ans et 857 m³ pour T = 30 ans) sont encore constatés sur la rue de Bretagne.

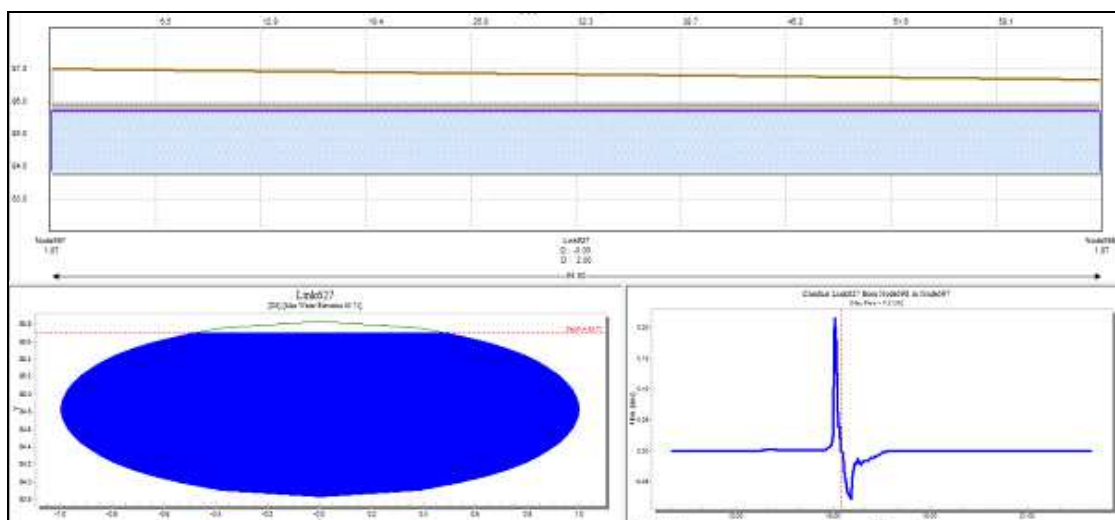


Figure 38 : Remplissage du bassin de rétention de la rue de Bretagne

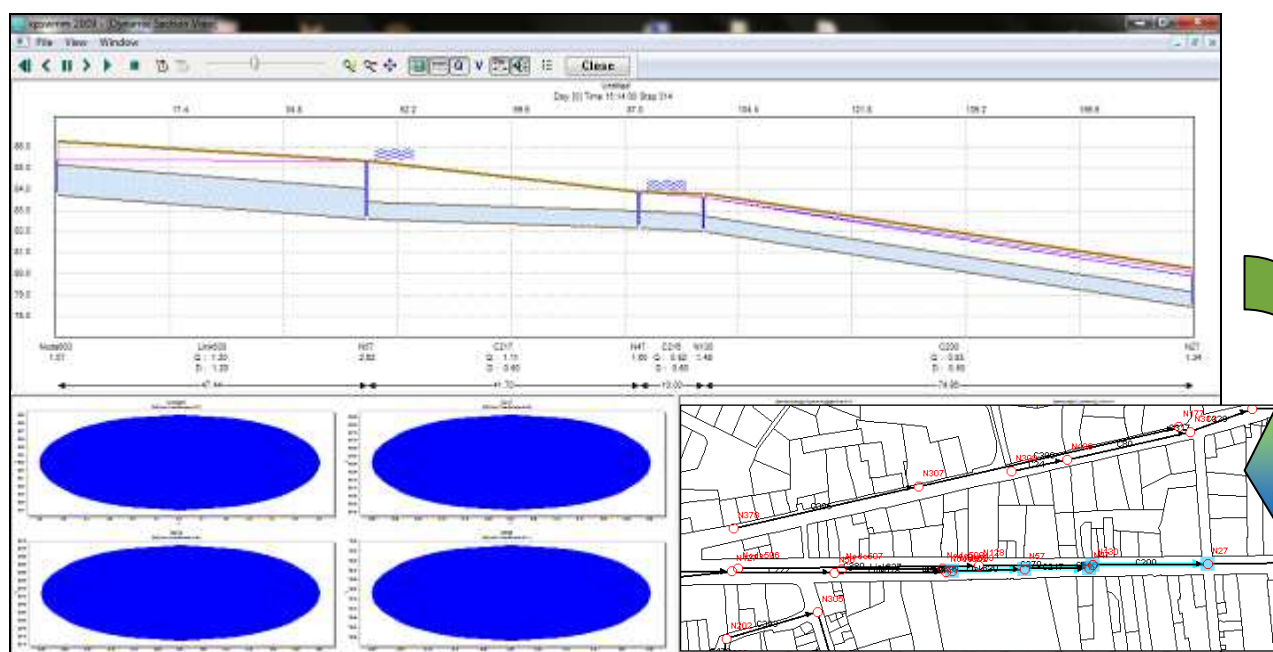


Figure 39 : Profil de la rue de Bretagne

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Les collecteurs sont insuffisamment dimensionnés.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection du centre-ville de 10 et 30 ans



Figure 40 : Canalisations à renforcer – rue de Bretagne

		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	C200, C201, C254 et C255	DN 500 à 600 mm	346
TVX2	Protection pour T = 10, 20 et 30 ans (NF 752-2)	C200, C201, C254 et C255	DN 500 à 700 mm	346
		C217 et C216	DN 600 à 700 mm	36

Tableau 42 : Projet de renforcement pour l'AMG 4

➤ Résultats attendus :

Le redimensionnement des collecteurs pour les différentes périodes de retour permet de s'affranchir des débordements et de limiter les mises en charge du réseau.

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Renforcement DN 500 mm en DN 600 mm	ml	346	500	173 000
	Etudes amont et MOE	%	10%	17 300	17 300
	Imprévus et divers	%	10%	17 300	17 300
	<i>(TVX1) Sous total 1 =</i>				207 600
Protection à 30 ans (NF 752-2)	Renforcement DN 500 mm en DN 700 mm	ml	350	540	189 000
	Renforcement DN 600 mm en DN 700 mm	ml	36	540	19 440
	Etudes amont et MOE	%	10%	20 844	20 844
	Imprévus et divers	%	10%	20 844	20 844
	<i>(TVX 1 + TVX 2) Sous total 2 =</i>				250 128
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				207 600
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				250 128

Tableau 43 : Estimation financière de l'aménagement 4

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 26**.



11.3.3. Rue des Alignés (fiche AMG 5)

La modélisation montre un point de débordement important (304 m^3 pour $T = 10$ ans) dans la rue des Alignés.

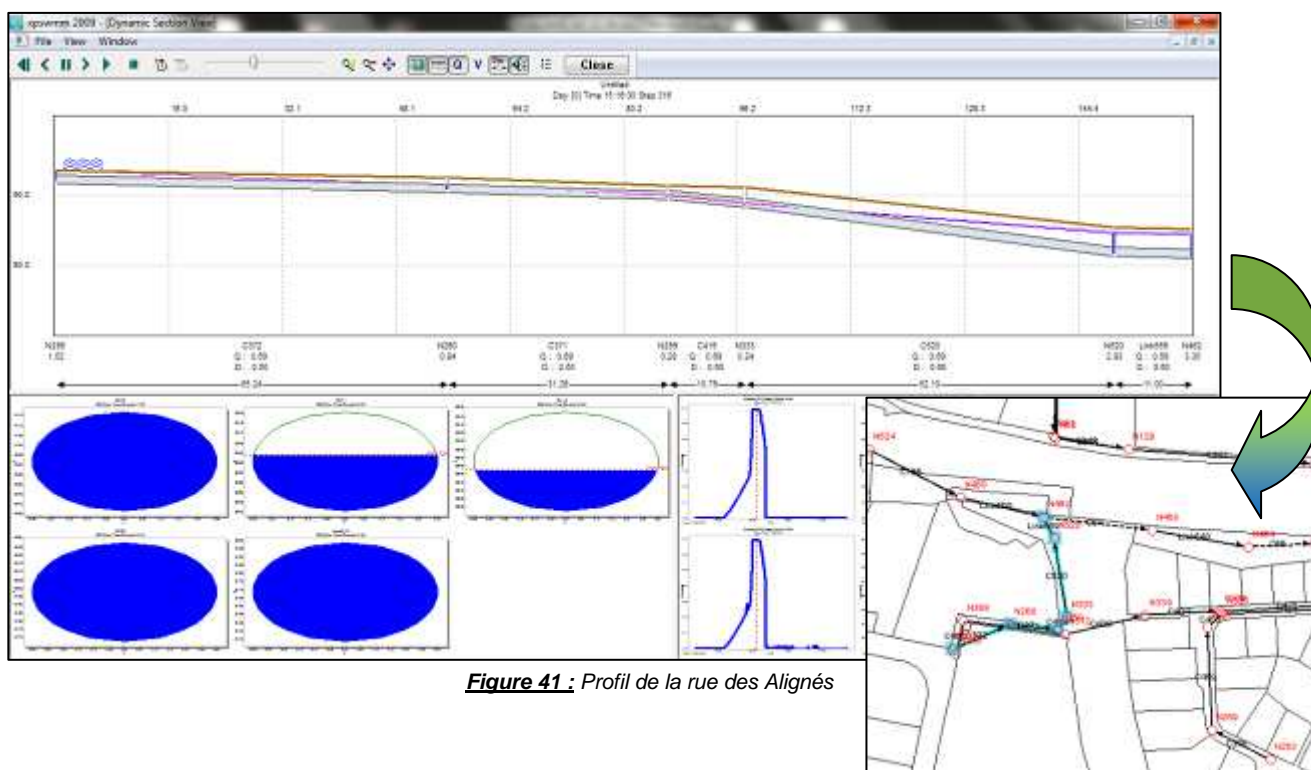


Figure 41 : Profil de la rue des Alignés

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Les collecteurs sont insuffisamment dimensionnés pour récupérer l'intégralité des eaux issues du ruissellement sur la zone.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection du centre ville de 10 et 30 ans.



Figure 42 : Canalisations à renforcer – rue des Alignés



		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	C371 et C372	Choix 1 : DN 500 à 600 mm	60
			Choix 2 : Pose d'une DN 400 mm en // de la DN 500 mm existante	60
TVX2	La protection à 10 ans permet de protéger à 30 ans			

Tableau 44 : Projet de renforcement pour l'AMG 5

➤ Résultats attendus :

Le renforcement de la canalisation en DN 600 mm ou la pose d'une canalisation en parallèle de diamètre 400 mm permettra d'éviter la mise en charge et les débordements sur la zone pour T = 10 et 30 ans.

➤ Estimation financière :

		Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans		Choix 1 : Renforcement DN 500 mm en DN 600 mm	ml	86.5	500	43 250
		Choix 2 : Pose d'une DN 400 mm en // DN 500 mm	ml	86.5	430	37 195
		Etudes amont et MOE	%	10%	4 325	4 325
		Imprévus et divers	%	10%	4 325	4 325
(TVX1) Sous total 1 =						89 095
Protection à 30 ans (NF 752-2)		Même travaux que pour T = 10 ans				
		(TVX 2) Sous total 2 =				89 095
		TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				89 095
		TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				89 095

Tableau 45 : Estimation financière de l'aménagement 5

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 27**.



11.3.4. Rue de Nantes (fiche AMG 6)

La modélisation montre un point de débordement important (80 m^3 pour $T = 10$ ans) dans la rue de Nantes.

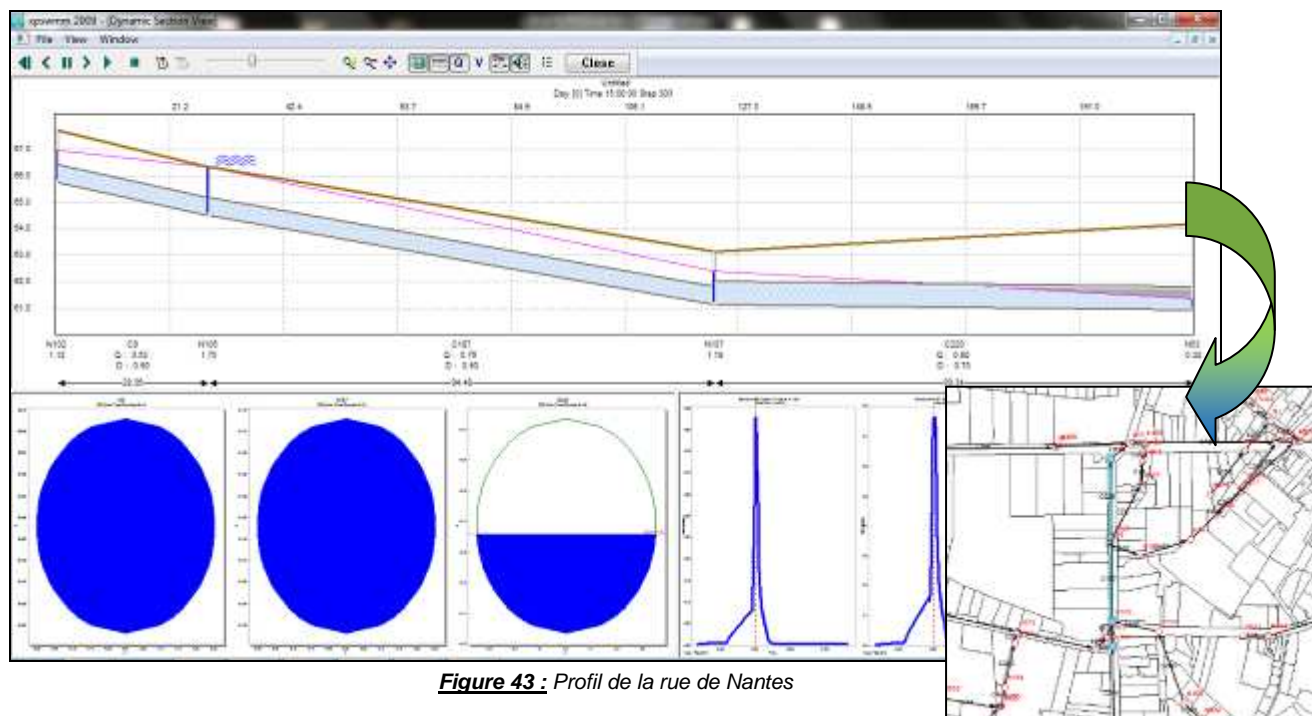


Figure 43 : Profil de la rue de Nantes

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Les collecteurs sont insuffisamment dimensionnés et une contrainte aval est imposée par la rupture de pente.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection de 10 et 30 ans.

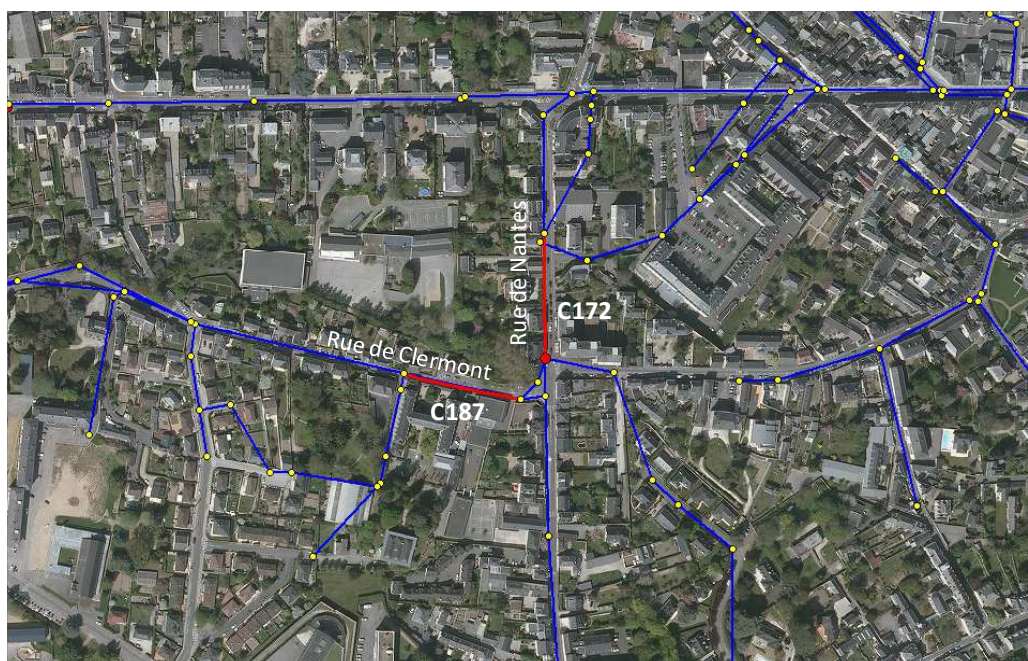


Figure 44 : Canalisations à renforcer – rue de Nantes et rue de Clermont



		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	C187	DN 500 à 700 mm	95
		C172	DN 500 à 600 mm	91
TVX2	La protection à 10 ans permet de protéger à 30 ans			

Tableau 46 : Projet de renforcement pour l'AMG 6

➤ Résultats attendus :

Les renforcements des deux canalisations en DN700 et DN600 permettent de se protéger d'une pluie de période de retour 10 et 30 ans, en limitant les débordements, mais aussi en diminuant les mises en charge et leurs durées.

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Renforcement DN 500 mm en DN 700 mm	ml	95	540	51 300
	Pose d'une DN 500 mm en // DN 600 mm	ml	91	500	45 500
	Etudes amont et MOE	%	10%	9 680	9 680
	Imprévus et divers	%	10%	9 680	9 680
	(TVX1) Sous total 1 =				116 160
Protection à 30 ans (NF 752 -2)	Même travaux que pour T = 10 ans				
	(TVX 2) Sous total 2 =				116 160
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				116 160
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				116 160

Tableau 47 : Estimation financière de l'aménagement 6

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 28**.



11.3.5. Rue de Fuye (fiche AMG 7)

Des débordements et mises en charge sont observés pour des périodes de retour de 10 ans et plus (120 m^3 débordés pour $T = 30$ ans, faible débordement à $T = 10$ ans inférieur à 20 m^3).

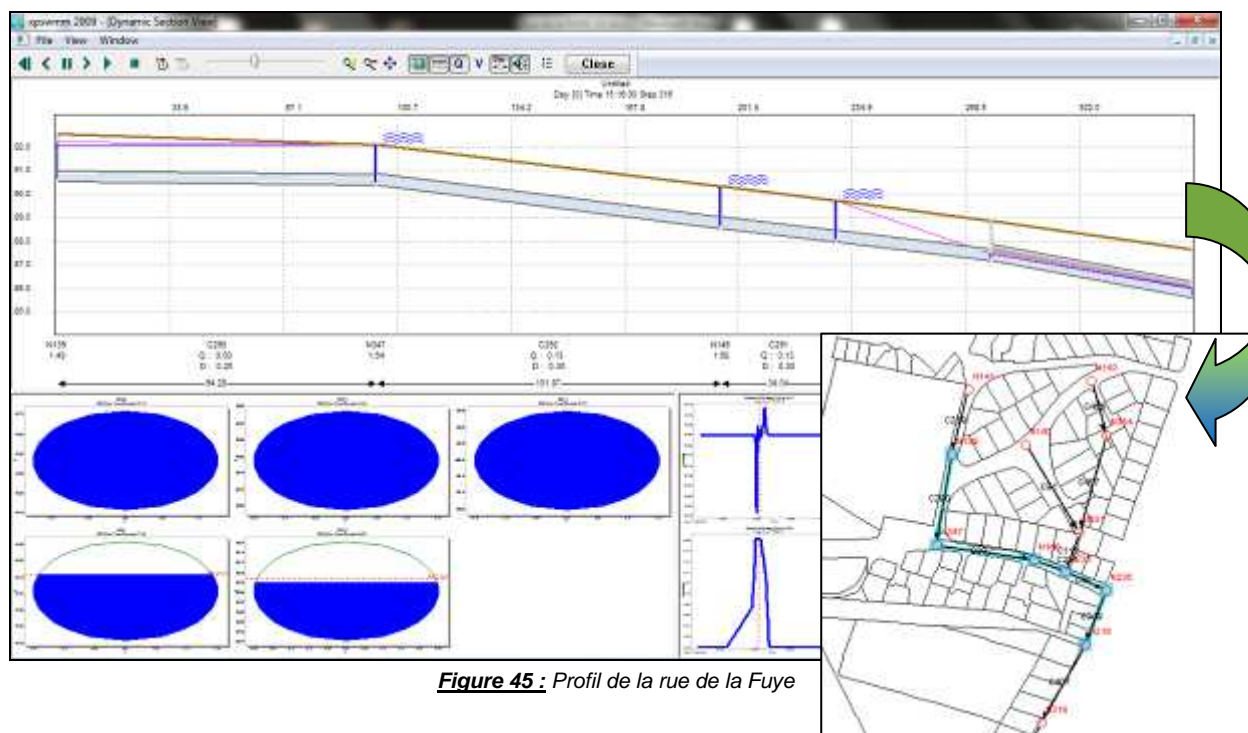


Figure 45 : Profil de la rue de la Fuye

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Le collecteur rue de la Fuye en $\varnothing 300$ mm est insuffisamment dimensionné pour éviter sa mise en charge et son débordement.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection de 30 ans.

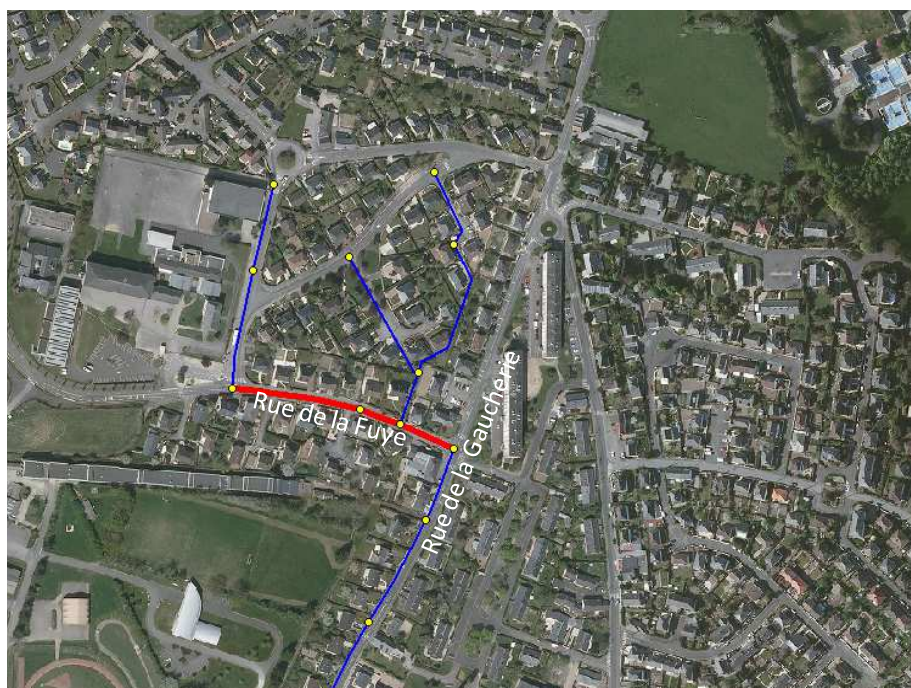


Figure 46 : Canalisations à renforcer – rue de la Fuye



		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Pas de protection pour T=10ans			
TVX2	Protection T = 30 ans	C38	DN 300 à 500 mm	46
		C291, C292	DN 300 à 400 mm	136

Tableau 48 : Projet de renforcement pour l'AMG 7

➤ Résultats attendus :

Le renforcement des canalisations permet de s'affranchir des débordements sur le secteur pour des pluies de période de retour de 30 ans (et 10 ans pour de faibles mises en charge). Néanmoins, pour T = 30 ans, le problème de la rue de Fuye est reporté en moindre mesure sur la rue de Beauregard (débordement de 85 m³ sur un regard). La création d'un ou deux bassins de rétention suite à la réhabilitation de la zone du 42^{ème} régiment permet de s'affranchir de ce problème.

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Pas de protection pour T = 10 ans				
	(TVX1) Sous total 1 =				0
Protection à 30 ans (NF 752 -2)	Renforcement DN 300 mm en DN 500 mm	ml	46	430	19 780
	Renforcement DN 300 mm en DN 400 mm	ml	136	350	47 600
	Etudes amont et MOE	%	10%	6 738	6 738
	Imprévus et divers	%	10%	6 738	6 738
	(TVX1) Sous total 1 =				80 856
	(TVX 2) Sous total 2 =				80 856
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				80 856
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				80 856

Tableau 49 : Estimation financière de l'aménagement 7

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 29**.



11.3.6. Rue Ste Catherine (fiche AMG 8)

Des débordements et mises en charge sont observés pour des périodes de retour de 10 ans et plus (300 m³ débordés pour T = 10 ans).

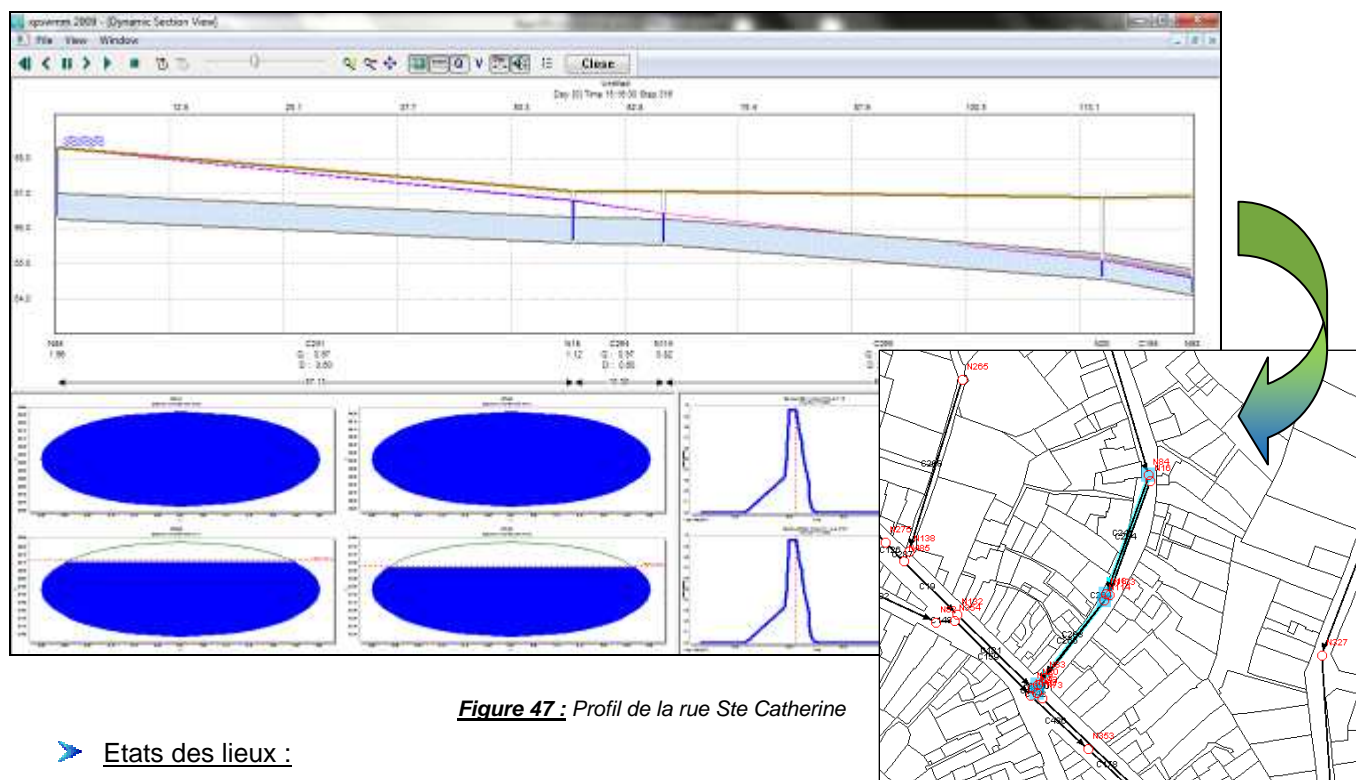


Figure 47 : Profil de la rue Ste Catherine

➤ Etats des lieux :

☞ Constat 1 : Collecteurs insuffisamment dimensionnés.

11.3.6.1. Solution d'aménagement n°1

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Redimensionnement et renforcement de collecteurs pour une période de retour de protection de 10 et 30 ans.

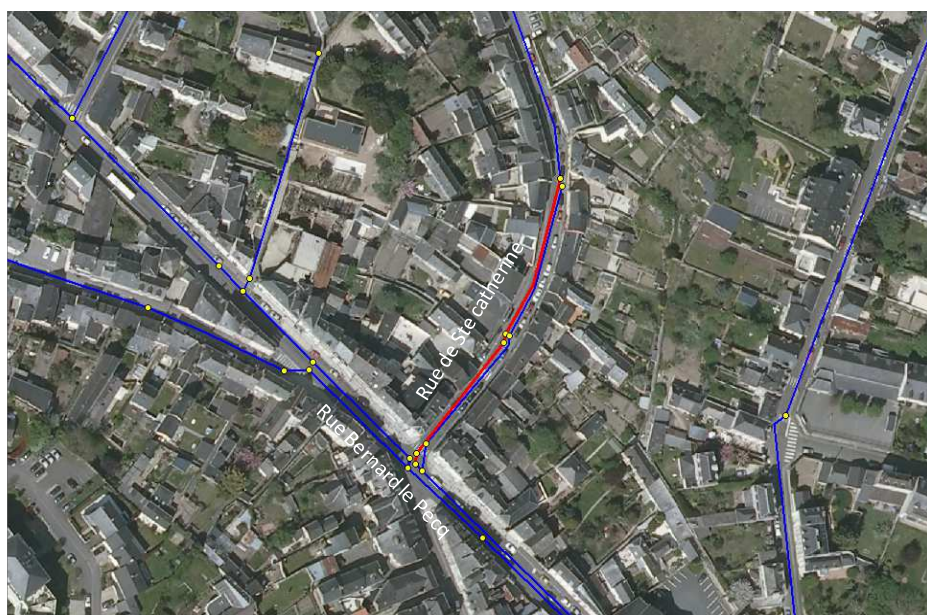


Figure 48 : Canalisations à renforcer – rue Ste Catherine



		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	C194, C265, C241, C264	DN 500 à 800 mm	112
TVX2	La protection à 10 ans permet de protéger à 30 ans			

Tableau 50 : Projet de renforcement pour l'AMG 8

➤ Résultats attendus :

Le renforcement des canalisations permet de se protéger pour une pluie de période 10 et 30 ans. Néanmoins, le passage en 800 mm peut s'avérer contraignant en termes d'emprise, et inutile si une gestion des volumes ruisselés est mise en place sur la zone du 42ème régiment.

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Renforcement DN 500 mm en DN 800 mm	ml	112	590	66 080
	Etudes amont et MOE	%	10%	6 608	6 608
	Imprévus et divers	%	10%	6 608	6 608
	(TVX1) Sous total 1 =				79 296
Protection à 30 ans (NF 752 -2)	Même travaux que pour T = 10 ans				
	(TVX 2) Sous total 2 =				79 296
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				79 296
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				79 296

Tableau 51 : Estimation financière de l'aménagement 8

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 30**.

11.3.6.2. Solution d'aménagement n°2

Pour cette même problématique, une autre alternative en existe. En effet, rue Ste Catherine deux canalisations de 600 mm sont en parallèles, une est en charge et l'autre ne transite que peu d'écoulement. L'installation d'un ouvrage de décharge entre ces deux canalisations permettrait de s'affranchir de la mise en charge et du débordement sur Ste Catherine.

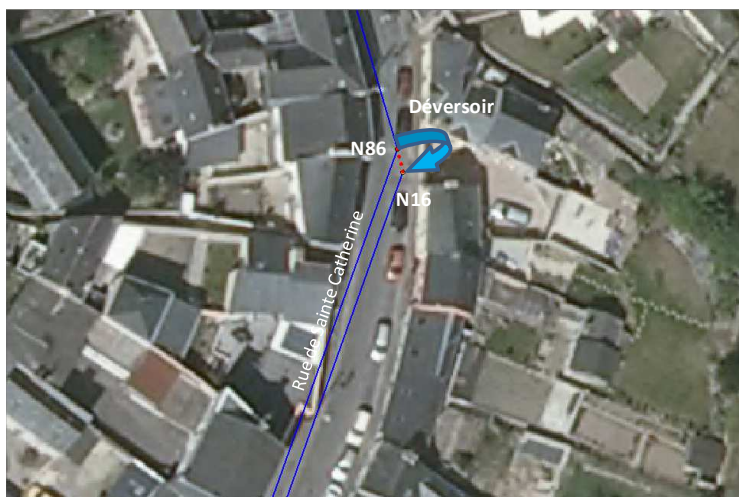


Figure 49 : Pose d'un ouvrage de délestage rue Ste Catherine



➤ Proposition :

➤ Etape 1 : Création d'un déversoir d'orage entre les deux canalisations de Ø600 mm en parallèle pour une période de retour de protection de 10 et 30 ans.

		ID	Renforcement	Linéaire total (ml)
TVX1	Protection T = 10 ans	N84, N16	Déversoir	-
TVX2	La protection à 10 ans permet de protéger à 30 ans			

Tableau 52 : Projet de renforcement pour l'AMG 8-2

➤ Résultats attendus :

La création d'un ouvrage de délestage entre les deux canalisations permettra de reporter une partie de la charge hydraulique sur le réseau en parallèle. Cet aménagement permet de se protéger contre une pluie de période de retour 10 ans et 30 ans.

Néanmoins, si une gestion des volumes ruisselés est mise en place sur la zone du 42ème régiment, cet aménagement devient inutile pour gérer les débordements, il permet juste le délestage partiel du réseau.

➤ Estimation financière :

	Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Protection à 10 ans	Mise en place d'un ouvrage de délestage	U	-	10 000	10 000
	Etudes amont et MOE	%	10%	1 000	1 000
	Imprévus et divers	%	10%	1 000	1 000
	(TVX1) Sous total 1 =				12 000
Protection à 30 ans (NF 752 -2)	Même travaux que pour T = 10 ans				
	(TVX 2) Sous total 2 =				12 000
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 10 ans)				12 000
	TOTAL €HT (Protection centre ville T = 30 ans)				12 000

Tableau 53 : Estimation financière de l'aménagement 8-2

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 30**.



11.3.7. Rue Charles Toutain (fiche AMG 9)

Des débordements et mises en charge sont observés pour des périodes de retour de 10 ans et plus. (+ de 100 m³ débordés pour T = 10 ans).

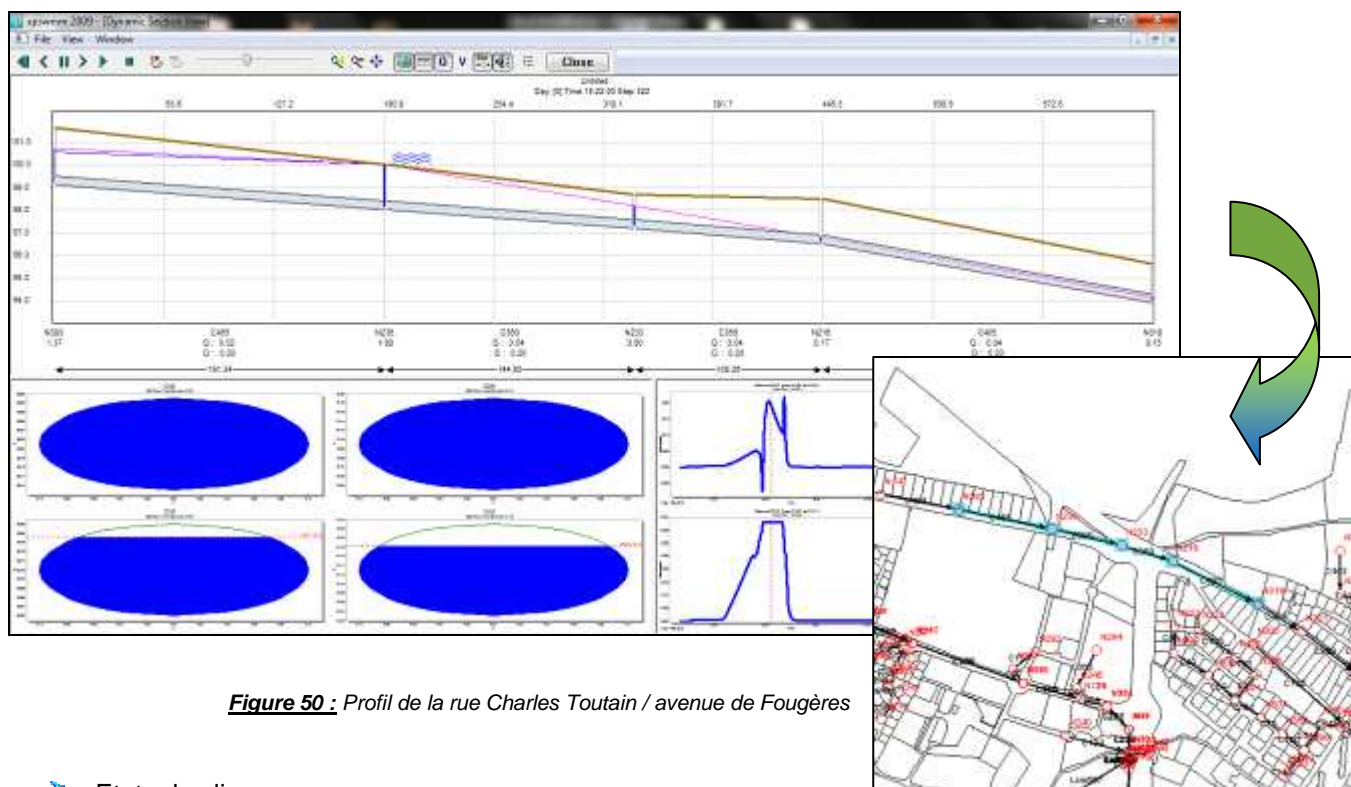


Figure 50 : Profil de la rue Charles Toutain / avenue de Fougères

➤ Etats des lieux :

☞ Constat 1 : Incertitude concernant le raccordement des habitations de la rue Charles Toutain sur le réseau pluvial (collecteur EU insuffisant pour évacuer les rejets EU et EP).

Remarque : Le collecteur EU a été posé en 1977 et le collecteur EP en 1989. D'après les observations de terrain, le réseau EU en amiante ciment présente des signes de détérioration avancée et nécessiterait d'être remplacé ou réhabilité.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Enquête de branchement des maisons de la rue Charles Toutain (test à la fumée), reprise des branchements si non conformités.

☞ Etape 2 : Si le problème d'insuffisance de dimensionnement des collecteurs est avéré, il conviendra de procéder au renouvellement et au renforcement de la canalisation EU sur la rue.

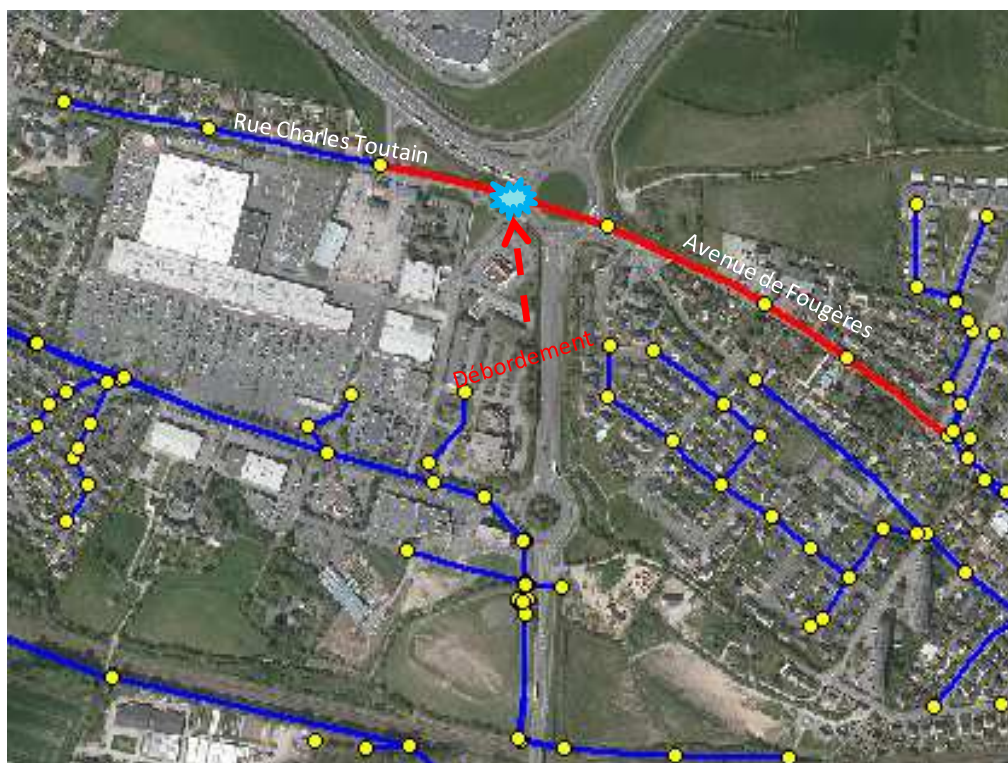


Figure 51 : Canalisations à renforcer – rue Charles Toutain / avenue de Fougères

➤ Résultats attendus :

Les investigations de raccordement des eaux de ruissellement permettront d'estimer la quantité d'eaux pluviales rejetée au réseau d'eaux usées. S'il s'avère que le nombre de mauvais raccordements sur la rue est faible, un redimensionnement de la canalisation EU lors de son renouvellement sera utile.

➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Contrôle des surfaces imperméabilisées raccordées au réseau d'eaux usées	-	1	1 500	1 500
Renforcement DN 200 mm en DN 400 mm	ml	690	350	241 500
Etudes amont et MOE	%	10%	24 150	24 150
Imprévis et divers	%	10%	24 150	24 150
TOTAL €HT				289 800

Tableau 54 : Estimation financière de l'aménagement 9

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 31**.



11.4. Autres aménagements pour limiter les débordements et les mises en charge sur le réseau du centre-ville

11.4.1. Optimisation du volume de rétention

La modélisation, les précédentes études, ainsi que les différentes investigations sur les ouvrages de rétention ont permis de montrer que certains de ces ouvrages sont sous-utilisés.

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Quelques bassins sont sous-utilisés, notamment les bassins Flandres Dunkerque 1.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : S'assurer que les bassins et leurs débits de fuite soient en accord avec leurs périodes de retour de protection.

N°	Nom	Fiche BR	Réseau entrant	Maître d'ouvrage	Type de bassin	Caractéristiques	Période de retour de protection	Volume (m³)	Débit de fuite à fixer pour optimisation des ouvrages de rétention (l/s)	Interventions ou aménagements à faire
1	Grivonnaire	9	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	10 ans	6400	40	Régulation de l'ouvrage de rétention (vanne fermée à 97.5 %)
2	Centre Horticole	11	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Infiltration	10 ans	900	0	-
3	Alignés 1	8	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	10 ans	1400	50	Régulation de l'ouvrage de rétention (vanne à crémaillère de 500 mm fermée à 88 %)
4	Alignés 2	7	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	10 ans	1000	50	Régulation de l'ouvrage de rétention (vanne à crémaillère de 600 mm fermée à 91.5 %)
5	Alignés 3	10	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	10 ans	2000	50	Régulation de l'ouvrage de rétention (vanne fermée à 91.5 %)
6	Flandres Dunkerque1	3	Eaux pluviales	Mairie	Canalisation surdimensionnée	Rétention	10 ans	220	38	Pose d'une vanne de 400 mm et réglage de l'ouvrage de rétention (vanne fermée à 94 %)
7	Flandres Dunkerque1	4	Eaux pluviales	Mairie	Canalisation surdimensionnée	Rétention	10 ans	225	19	Pose d'une vanne de 400 mm et réglage de l'ouvrage de rétention (vanne fermée à 88 %)
8	Patton	5	Eaux pluviales	Privé	Bassin à ciel ouvert	Rétention	10 ans	200	6	-
9	Clos des Fougères	6	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Infiltration	10 ans	600	0	-
10	1 Millénium 1	14-15	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	100 ans	800 + 750	94	-
11	2 Millénium 2	16	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	100 ans	2950	17	-
12	2bis Millénium 3	13	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	100 ans	2910	17	-
13	2ter Millénium 3 CIM	12	Eaux pluviales	Mairie	Bassin à ciel ouvert	Rétention	100 ans	8000	150	-
14	Bretagne	-	Eaux pluviales	Mairie	Canalisation surdimensionnée	Rétention	10 ans	210	19	-

* consigne de fermeture de vanne donnée en % de la surface à vanne ouverte

Tableau 55 : Caractéristiques des ouvrages de rétention de la zone d'étude

➤ Résultats attendus :

L'optimisation des volumes de rétention est déjà globalement établie. En effet, Les vannes de régulation sont déjà pour la plus part ouvertes ou correctement ajustées. Néanmoins, des ouvrages comme les rétentions Flandres Dunkerque 1 sont sous-utilisés actuellement. Il convient alors d'optimiser l'utilisation de ces volumes en posant un organe de régulation (vanne) par bassin. Pour les autres ouvrages, les débits de fuite seront contrôlés et ajustés si besoin.



➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Regard + Pose d'une vanne de régulation sur ouvrage Flandres Dunkerque BR 3	-	1	12 000	12 000
Regard + Pose d'une vanne de régulation sur ouvrage Flandres Dunkerque BR 4	-	1	12 000	12 000
Études amont et MOE	%	10%	2 400	2 400
Imprévus et divers	%	10%	2 400	2 400
TOTAL €HT				28 800

Tableau 56 : Estimation financière de l'aménagement 11

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 32**.



11.4.2. Déplacement du déversoir d'orage rue du Général de Gaulle pour augmenter la sollicitation de l'ancien aqueduc

La modélisation et les observations de terrain montrent que l'ancien aqueduc est actuellement sous-utilisé et ne joue pas son rôle de délestage contre les mises en charge sur le centre ville.

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : L'ancien aqueduc de la rue du Général de Gaulle est sous-utilisé.

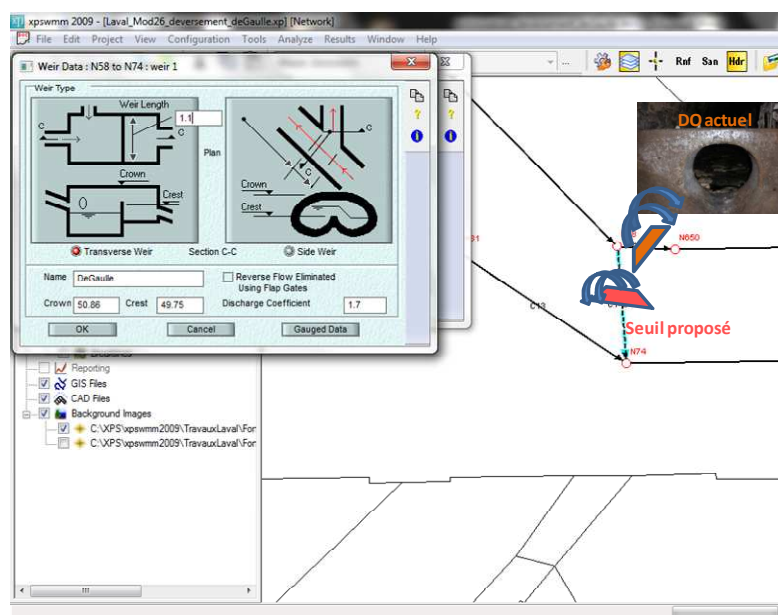


Figure 52 : Localisation du déversoir d'orage actuel et proposition de reconfiguration

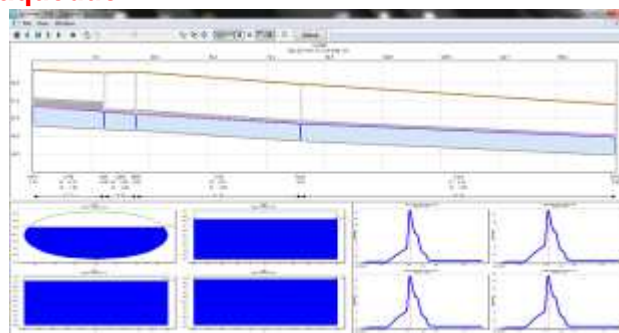
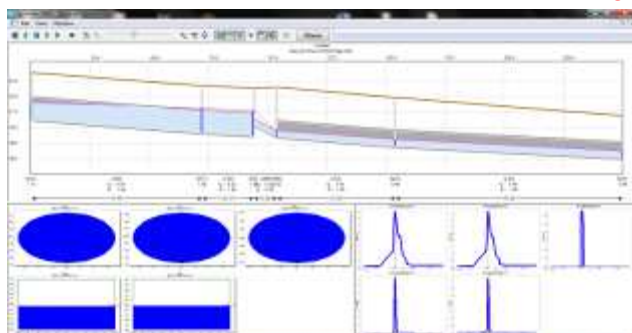
➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Supprimer le déversoir d'orage actuel et créer un seuil dans la canalisation Ø1400 mm pour relever la ligne de charge, afin de répartir les débits entre l'aqueduc (1000 x 1200 mm) et la canalisation Ø1400 mm.



Ancien aqueduc

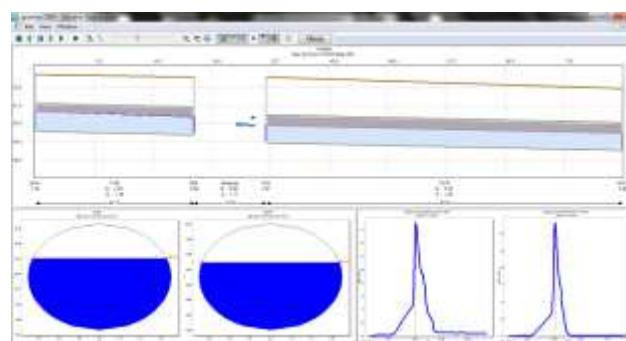
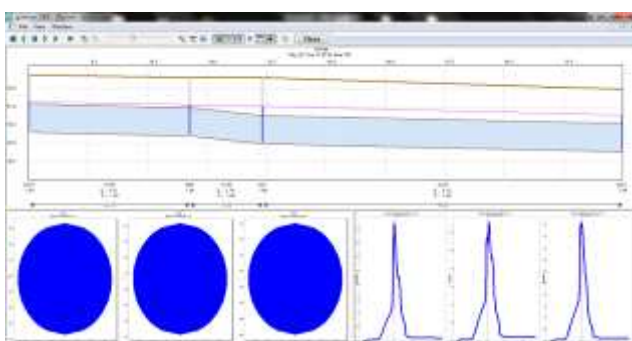
AVANT déplacement DO



APRES pose de seuil

Canalisation D1400 mm

AVANT déplacement DO



APRES pose de seuil

Tableau 57 : Profil en long des canalisations rue du Général de Gaulle

➤ Résultats attendus :

La suppression du déversoir d'orage actuel permet de répartir davantage les flux arrivant de la rue B. Le Pecq dans l'aqueduc et la canalisation de 1400 mm. Pour optimiser le délestage, il convient de répartir les écoulements qui préférentiellement se dirigent vers la 1400 mm. Pour cela, la pose d'un seuil dans la 1400 mm permet d'optimiser cette répartition et ainsi soulager davantage le réseau des mises en charge.

➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Reprise du DO existant, et création d'un seuil dans la 1400 mm.	-	1	30 000	30 000
Etudes amont et MOE	%	20%	6 000	6 000
Imprévus et divers	%	10%	3 000	3 000
TOTAL €HT				39 000

Tableau 58 : Estimation financière de l'aménagement 11

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 33**.



11.1. Limitations des surverses sur le réseau unitaire

11.1.1. Limitation des déversements sur le DO4 et DO4b (fiches AMG 13)

La zone d'étude compte six ouvrages de déversements, dont le déversoir d'orage n°4 (4 et 4b), responsable à lui seul de l'intégralité des déversements.

La modélisation hydraulique montre que les ouvrages de déversement sur la zone d'étude ont une fréquence de déversement nettement supérieure à 12 fois par an. La chronique de 2008 a permis d'observer environ 100 déversements sur les déversoirs 4 et 4b (Place du 11 Novembre).

➤ Etat des lieux :

☞ Constat 1 : Les déversoirs d'orage DO4 et DO4b déversent bien plus de 12 fois par an.

➤ Proposition :

☞ Etape 1 : Création d'un bassin de rétention capable de stocker les volumes déversés aux DO4 et DO4b pour une pluie de récurrence faible.

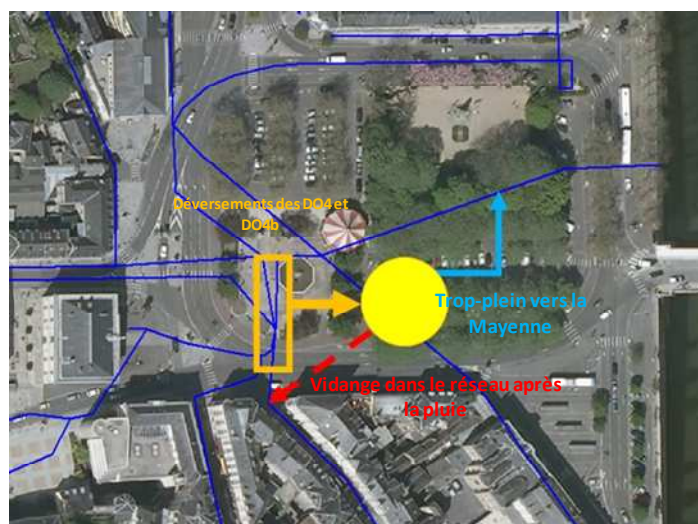


Figure 53 : Localisation des ouvrages de déversement et de l'ouvrage de rétention enterré pour la protection du milieu naturel

Le dimensionnement du bassin de rétention est présenté pour différentes périodes de retour :

	Événement pluvieux de période de retour			
	T = 1 mois	T = 3 mois	T = 6 mois	T = 1 an
Volume à stocker (m ³)	3 600	8 200	11 900	16 700

Tableau 59 : Dimensionnement du bassin du 11 Novembre avant aménagement

➤ Résultats attendus :

Il a été choisi de considérer un dimensionnement de bassin de rétention sur une pluie de période de 1 mois soit 3600 m³ qui peut être arrondi à 4000 m³ environ, valeur retenue dans le schéma directeur de 2007.

La mise en place d'un bassin de rétention supplémentaire sur la Place du 11 Novembre permet de diminuer les déversements vers la Mayenne pour des pluies de période de retour faible. L'impact des rejets d'eaux polluées sur le milieu récepteur sera alors limité.

Remarque : La réalisation d'une étude détaillée sur les ouvrages de déversement incluant une campagne de mesures permettrait une meilleure connaissance du fonctionnement de ces ouvrages et une optimisation de leur suivi.



➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Création d'un bassin enterré de 4000 m ³	-	1	3 200 000	3 200 000
Etudes amont et MOE	%	10%	320 000	320 000
Imprévus et divers	%	10%	320 000	320 000
TOTAL €HT				3 840 000

* les aléas géotechniques, fonciers et d'intégration paysagère ne peuvent pas ici être intégrés dans l'estimation financière

Tableau 60 : Estimation financière de l'aménagement 13

La fiche récapitulative de cet aménagement est disponible en **annexe 34**.

La modélisation a permis de modéliser l'influence de la réalisation de l'ensemble des aménagements (Fiche AMG 1 à 10) sur le volume de rétention du 11 Novembre.

L'impact des aménagements proposés (AMG 1 à 10) sur les déversements au milieu naturel a été simulé, le tableau suivant traduit l'évolution des volumes à stocker :

	Événement pluvieux de période de retour
	T = 1 mois
Volume à stocker (m ³) avant aménagement	3 600
Volume à stocker (m ³) après aménagement (AMG 1 à 10)	2 200

Tableau 61 : Dimensionnement du bassin du 11 Novembre après aménagement

➤ Résultats attendus :

Le bénéfice apporté par les aménagements en termes de stockage est de l'ordre de 1400 m³ et cela, en partie grâce aux rétentions induites par le renouvellement urbain du 42^{ème} régiment. Avec les approximations de la modélisation, on considère qu'un volume de 2 500 m³ après aménagement est suffisant pour protéger le milieu naturel de déversement pour des pluies de période de retour de 1 mois.

➤ Estimation financière :

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire (€ HT)	Coût d'investissement (€HT)
Création d'un bassin enterré de 2500 m ³	-	1	2 000 000	2 000 000
Etudes amont et MOE	%	10%	320 000	320 000
Imprévus et divers	%	10%	320 000	320 000
TOTAL €HT				2 640 000

* les aléas géotechniques, fonciers et d'intégration paysagère ne peuvent pas ici être intégrés dans l'estimation financière

Tableau 62 : Estimation financière de l'aménagement 13 après AMG 1 à 10



11.1.2. Autosurveillance

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables. Le choix et le diagnostic d'un déversoir nécessitent donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

Dans le cadre de **l'évaluation des performances et la surveillance du fonctionnement des déversoirs d'orage**, la mesure et la modélisation permettent de répondre à ces objectifs.

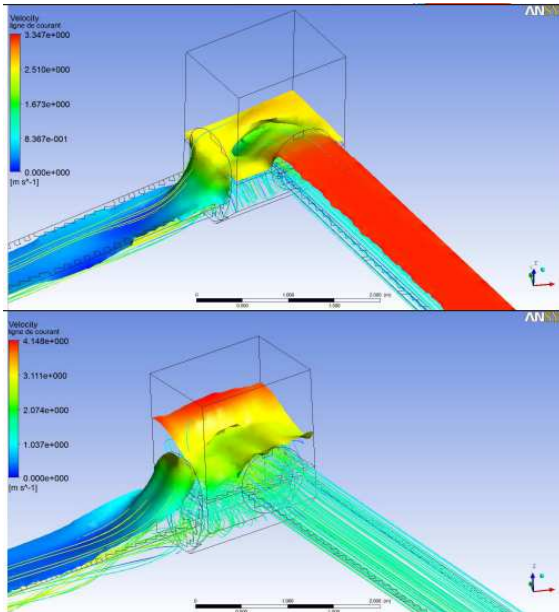


Figure 54 : Résultats de simulation d'une modélisation 3D d'un déversoir d'orage

Néanmoins, les déversoirs d'orage ne sont conçus ni pour permettre leur suivi météorologique, ni pour faciliter leur simulation par des modèles, et sont soumis à des contraintes importantes d'implantation. Malgré cela, toute une gamme de solutions sont disponibles et permettent de traiter la plupart des configurations rencontrées, parfois au prix de mises au point successives et d'approximations dont les conséquences ne sont pas toujours faciles à évaluer. Aussi un enjeu important est d'adapter les moyens mis en œuvre à la quantité et à la qualité des informations obtenues. Il est en particulier utile de vérifier l'activité réelle des déversoirs que l'on se propose d'instrumenter ou de modéliser, voire de s'interroger sur la fonction et l'utilité particulière de chaque ouvrage en relation avec l'ensemble du système de collecte. Cette réflexion préalable passe également par de la mesure et de la modélisation, mais sous des formes simplifiées. La réalisation de mesures temporaires, même sur une assez longue durée (un ou deux ans) peut constituer une phase initiale utile pour appréhender les situations les plus complexes. On s'interrogera également sur l'opportunité de modifier la configuration de certains ouvrages, pour qu'ils se prêtent mieux à la mesure ou pour qu'ils déversent moins souvent.

L'intérêt d'une étude détaillée de l'ensemble des ouvrages de déversement outre la connaissance de l'ouvrage, et de permettre d'optimiser l'instrumentation de l'ouvrage dans le cadre de l'autosurveillance pour s'assurer que les valeurs de volume débordé transmis par l'instrumentation soit les plus proches de la réalité possible. Une fois les capteurs localisés, l'ensemble des simulations permet également de déterminer la loi hydraulique qui relie les hauteurs d'eau mesurées au débit déversé.

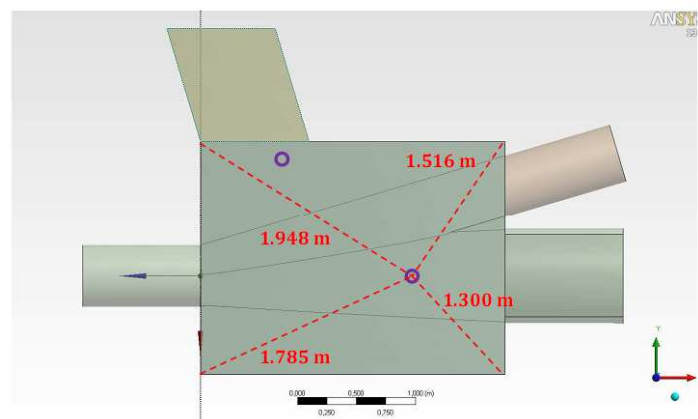
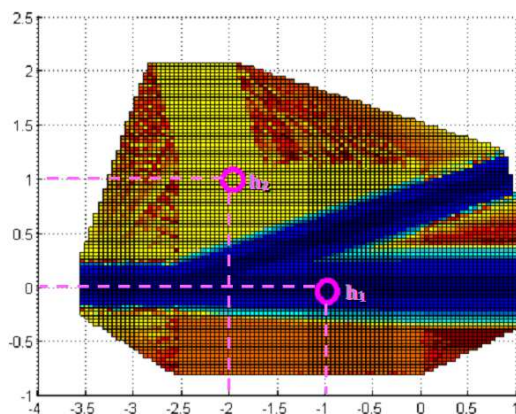


Figure 55 : Optimisation de la localisation de capteurs de hauteur, en vue d'instrumentation pour l'autosurveillance d'un déversoir d'orage



Une **étude sur les déversoirs d'orage principaux** de la ville apporterait au maître d'ouvrage une connaissance plus approfondie du fonctionnement des ouvrages de déversement de la ville, mais aussi une meilleure quantification des volumes déversés vers le milieu naturel.

11.2. Autres investigations menées

D'autres scénarii ayant pour objectif de soulager le fonctionnement du réseau du centre ville ont été envisagés. Les disponibilités foncières réservées à l'implantation d'ouvrage de rétention rue St Martin, et allée de Corbineau ont été intégrées à la démarche de réflexion visant à supprimer les inondations sur le secteur.

La carte en **annexe 35** localise ces zones de disponibilités foncières.

Ainsi, la mise en place d'un bassin de rétention a été envisagée dans un premier temps pour la lutte contre les inondations mais aussi pour la protection du milieu récepteur. Au vue de la topographie, de la localisation de ces emprises foncières, et des écoulements hydrauliques sur la zone, il n'apparaît pas pertinent de mettre en place ce type d'ouvrage sur ces secteurs. En effet, concernant la rue de Bretagne les problèmes rencontrés sont principalement dus à des collecteurs insuffisamment dimensionnés à l'aval et/ou à des pentes de collecteurs importantes. Dans ces cas et au vue des enjeux, des contraintes et de la situation des espaces réservés, il n'apparaît pas comme techniquement et économiquement intéressant de délester le réseau ou stocker le pic de pluie sur la zone.



12. RECAPITULATIF DES PROPOSITIONS ET AMENAGEMENTS

12.1. Synthèse des propositions

Objectifs	Désignation	Coût (k€HT)	Financement
Réduction des ECP	Bassin des Alignés (AMG1)	598	Budget 1
	Bassin de Grivonières (AMG2.1)	900.2	Budget 1
	Bassin de Grivonières (AMG2-2)	840	Budget 1
Lutte contre les inondations	Avenue de Fougères (AMG3)	27.7	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue de Bretagne (AMG4)	250.1	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue des Alignés (AMG5)	89.1	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue de Nantes (AMG6)	116.2	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue de la Fuye (AMG7)	80.9	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue Sainte Catherine (AMG8)	79.3	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue Sainte Catherine (AMG8-2)	12	Budget 3 + 10% du budget 1
	Rue Charles Toutain (AMG9)	289.8	Budget 3 + 10% du budget 1
	Quartier Ferrié - 42e Régiment (AMG10) - Choix 1	1 188	Budget 3 + 10% du budget 1
	Quartier Ferrié - 42e Régiment (AMG10) - Choix 2	3 960	Budget 3 + 10% du budget 1
	Optimisation des stockages (AMG11)	28.8	Budget 1
	Augmentation de la sollicitation de l'aqueduc Rue Général de Gaulle (AMG12)	39	Budget 3 + 10% du budget 1
	Bassin de rétention - Place du 11 Novembre (AMG13)	3 840	Budget 3 + 10% du budget 1
Protection du milieu naturel	Autosurveillance (Etude et instrumentation)	Dépend des caractéristiques de l'ouvrage	Budget 3 + 10% du budget 1

Tableau 63 : Listing des propositions

Dans la colonne financement figure le code comptable, qui stipule sur quel budget l'aménagement pourra être financé.

Comme mentionné précédemment dans les aménagements et les fiches travaux, certains aménagements deviennent inutiles si d'autres sont réalisés auparavant. Le **programme de travaux** suivant a donc pour objectif de proposer un planning permettant la réalisation des travaux qui soit hiérarchisé, cohérent et optimisé.



12.2. Proposition de programmation

La programmation proposée ci-dessous repose sur une appréciation technique des problèmes, les considérations de maîtrise foncière, les autres contraintes imposées par des projets annexes n'ont pu être tous intégrées à la présente programmation. Néanmoins, tous aménagements pouvant bénéficier d'un critère d'opportunité, comme le renouvellement de voirie, ou toutes autres opérations urbaines devront être priorisés.

Un programme de travaux sur 10 ans est ici présenté. Ce programme intègre des aménagements ambitieux, qui auront de toute évidence une incidence sur le prix de l'eau.

Phase	Travaux	Coût (k€HT)	Échéance probable
1	Quartier Ferrié - 42e Régiment (AMG10) - Choix 2	3 960	2017
	Bassin de Grivonnières + Bassin des Alignés (AMG2.1)	900	
	Renforcement - Rue de Bretagne (AMG4)	250	
	Optimisation des stockages (AMG11)	29	
	Autosurveillance (Etude et instrumentation)	NC*	
	sous-total =	5 139	
2	Bassin de rétention - Place du 11 Novembre (AMG13)	3 840	2022
	Renforcement - Rue Charles Toutain (AMG9)	290	
	Renforcement - Rue de Nantes (AMG6)	116	
	Renforcement - Rue des Alignés (AMG5)	89	
	Renforcement - Rue de la Fuye (AMG7)	81	
	Augmentation de la sollicitation de l'aqueduc Rue Général de Gaulle (AMG12)	39	
	sous-total =	4 455	
TOTAL =		9 594	

NC *= Non chiffré

Tableau 64 : Programme de travaux



13. ANNEXES

ANNEXE 1 : Inventaire et localisation des ouvrages de rétention



ANNEXE 2 : Carte des SSBV



ANNEXE 3 : Coefficients de ruissellement des SSBV



ANNEXE 4 : Caractéristiques des SSBV



ANNEXE 5 : Réseau modélisé



ANNEXE 6 : Carte de la campagne de mesure



ANNEXE 7 : Répartition des ECP dans le modèle XPSWMM



ANNEXE 8 : Fiches de calage pour les pluies du 23/12/2011 et du 03/01/2012



ANNEXE 9 : Carte des dysfonctionnements actuels



ANNEXE 10 : Carte des débordements et mises en charge pour $T=10$ ans



ANNEXE 11 : Carte des débordements pour $T=30$ ans



ANNEXE 12 : Carte des débordements et mises en charge pour $T=50$ ans



ANNEXE 13 : Tableau de comparaison des volumes débordés pour différentes périodes de retour



ANNEXE 14 : Profils en long pour T=10ans



ANNEXE 15 : Localisation des déversoirs d'orage



ANNEXE 16 : Localisation des zones à urbaniser sur l'aire d'étude



ANNEXE 17 : Secteur du 42^e Régiment des transmissions



ANNEXE 18 : Fiche aménagement du secteur du 42^e Régiment des transmissions



ANNEXE 19 : Diagnostic hydraulique du secteur du 42^e Régiment des transmissions pour différentes caractéristiques de l'aménagement proposé



ANNEXE 20 : Dispositifs de stockage proposés pour l'urbanisation des zones densifiables



ANNEXE 21 : Note sur la gestion intégrée du risque inondation par ruissellement urbain



ANNEXE 22 : Zones à enjeux



ANNEXE 23 : Fiche aménagement 1 – Réduction des ECP au niveau du bassin des Alignés



ANNEXE 24 : Fiches aménagement 2 – Réduction des ECP au niveau du bassin des Grivonnières



ANNEXE 25 : Fiche aménagement 3 – Renforcement de l'avenue de Fougères



ANNEXE 26 : Fiche aménagement 4 – Renforcement de la rue de Bretagne



ANNEXE 27 : Fiche aménagement 5 – Renforcement de la rue des Alignés



ANNEXE 28 : Fiche aménagement 6 – Renforcement de la rue de Nantes et de la rue de Clermont



ANNEXE 29 : Fiche aménagement 7 – Renforcement de la rue de la Fuye



ANNEXE 30 : Fiche aménagement 8 – Renforcement de la rue Sainte-Catherine



ANNEXE 31 : Fiche aménagement 9 – Renforcement de la rue Charles Toutain et de l'avenue de Fougères



ANNEXE 32 : Fiche aménagement 11 – Optimisation des ouvrages de rétention



ANNEXE 33 : Fiche aménagement 12 – Augmentation de la sollicitation de l'aqueduc de la rue du Général de Gaulle



ANNEXE 34 : Fiche aménagement 13 – Impact sur le milieu récepteur



ANNEXE 35 : Zones de disponibilités foncières sur l'aire d'étude