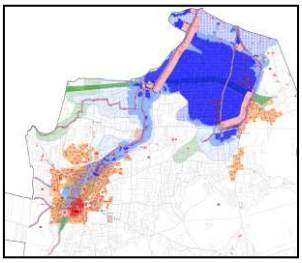
Cette étude est cofinancée par l'Union européenne et l'Etat. L'Europe s'engage en Languedoc-Roussillon avec le Fonds européen de développement régional

Rapport final

10MEN063

Octobre 2015



Zonage du risque d'inondation à l'échelle communale de Saze

Rapport de Phase 2 : Etude du risque statistique

SIÈGE SOCIAL
PARC DE L'ILE - 15/27 RUE DU PORT
92022 NANTERRE CEDEX

AGENCE D'AIX EN PROVENCE – 30, avenue Malacrida – 13100 Aix en Provence

TABLE DES MATIERES

AVANT-PROPOS RAPPEL DU CADRE GENERAL DE L'ETUDE ET DES CONCLUSIONS DE LA PHASE 1 1

1 INTERVENANTS 2

2 CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE 3

2.1 Contexte 3

2.2 Méthodologie de l'étude 4

2.2.1 Rappel des objectifs de la phase 1 4

2.2.2 Objectifs de la phase 2 5

PHASE 2 **ETUDE DU RISQUE STATISTIQUE 7**

1 CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS 8

1.1 Rappel du contexte hydrographique 8

1.2 Estimation des temps caractéristiques 11

1.2.1 Temps de concentration 11

1.2.2 Temps de réponse 13

1.3 Coefficients de ruissellements 14

1.3.1 Occurrence égale à 100 ans 14

1.3.2 Occurrence égale à 20 ans 15

1.3.3 Occurrence égale à 10 ans 16

1.3.4 Récapitulatif 17

2 ANALYSE DES PLUIES HISTORIQUES 18

2.1 Généralités 18

2.2 Description hydrologique de l'événement de 2002 19

2.3 Description hydrologique de l'événement de 2004 21

3 ANALYSE DES PLUIES STATISTIQUES 23
3.1 Comparaison des données disponibles 23
3.2 Construction des pluies de projet statistiques 27
3.2.1 Pluviométrie statistique 27
3.2.2 Construction des pluies de projet 28

4 ESTIMATION DES DEBITS DE CRUES 30
4.1 Méthodologie 30
4.1.1 Estimation des débits de crues au moyen d'un modèle pluie-débit 30
4.1.2 Calcul du débit centennal selon la méthode BG 30
4.1.3 Calcul du débit centennal selon la méthode SPC Grand Delta 31
4.2 Crue historique des 8 et 9 septembre 2002 33
4.3 Estimation des débits de crues statistique 34
4.3.1 Débits décennaux et vicennaux 34
4.3.2 Débits centennaux 37
4.4 Comparaison avec les résultats d'études antérieures 39

5 CONSTRUCTION DU MODELE HYDRAULIQUE 42
5.1 Description de l'outil 42
5.1.1 Architecture du modèle hydraulique 42
5.1.2 Modèle hydraulique 1D (MIKE 11) 43
5.1.3 Modèle hydraulique 2D (MIKE 21) 44
5.2 Données topographiques 44
5.3 Conditions limites 45

6 ETUDE DE SENSIBILITE ET CALAGE DU MODELE 47
6.1 Sensibilité des paramètres du modèle 47
6.1.1 Sources d'incertitudes 47
6.1.2 Objectif de l'analyse de sensibilité 48
6.1.3 Sensibilité du débit de pointe aux paramètres hydrologiques 49
6.1.4 Sensibilité des hauteurs d'eau aux paramètres de débits et de rugosité 51
6.2 Calage du modèle sur la crue de septembre 2002 55

7 CARTES D'ALEAS POUR LES CRUES DE PROJETS DECENNALE, VICENNALE ET CENTENNALE 58

7.1 Crue de projet centennale 58

7.2 Crue de projet vicennale 60

7.3 Crue de projet décennale 62

8 DETERMINATION DE L'ALEA INONDATION POUR LA CRUE DE REFERENCE 64

9 REPRESENTATION DE L'ALEA DE REFERENCE 66

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 PRESENTATION DU LOGICIEL MOUSE ET DE LA METHODE DU RESERVOIR LINEAIRE

ANNEXE 2 METHODOLOGIE SPCGD DE CALCUL DES CRUES DE REFERENCE POUR LES PETITS BASSINS VERSANTS (< 400 KM²)

ANNEXE 3 VALEURS DES PARAMETRES AYANT PRESIDES AU CALCUL DES DEBITS SELON LA METHODE SPCGD

ANNEXE 4 LOCALISATION DES PROFILS EN TRAVERS

ANNEXE 5 DONNEES DE CALAGE

ANNEXE 6 RESULTATS DE LA MODELISATION AU DROIT DES DIFFERENTS PROFILS DU MODELE

ANNEXE 7 CARTOGRAPHIE

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Illustration 1 : Délimitation des bassins versant drainant la zone d'étude..... 9

Illustration 2 : Occupation des bassins versant drainant la zone d'étude (Safege, 2011) 11

Illustration 3 : Carte des intensités horaires des pluies observées les 8 et 9 septembre 2002 (SPCGD, 2011)..... 19

Illustration 4: Episodes pluvieux des 8 et 9 septembre 2002 estimés sur le bassin versant de la roubine de Four (SPCGD, 2011) 20

Illustration 5 : Analyse du cumul des pluies mesurées lors de l'épisode des 8 et 9 septembre 2002 comparé aux courbes IDF à la station Météo France de Nîmes-Courbessac 21

Illustration 6: Episode pluvieux du 17 août 2004 mesuré à la station de Pujaut 22

Illustration 7 : Analyse du cumul des pluies mesurées lors de l'épisode du 17 août 2004 comparé aux courbes IDF à la station Météo France de Nîmes-Courbessac.... 22

Illustration 8: Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 48h..... 25

Illustration 9: Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 6h..... 26

Illustration 10: Pluies de projet statistiques - occurrences 10, 20 et 100 ans (durée du pic 30 min - durée totale 3 h) appliquées aux BV 1 et 3..... 29

Illustration 11: Pluies de projet statistiques - occurrences 10, 20 et 100 ans (durée du pic 60 min - durée totale 3 h) appliquées aux BV 2, 4 et 5..... 29

Illustration 12: Hydrogrammes de la crue de septembre 2002 33

Illustration 13: Hydrogrammes de la crue de projet décennale 35

Illustration 14: Hydrogrammes de la crue de projet vicennale..... 35

Illustration 15: Hydrogrammes de la crue de projet centennale 38

Illustration 16: Présentation du code de calcul 42

Illustration 17: Présentation du modèle et de son maillage 44

Illustration 18 : Données topographiques 45

Illustration 19 : Localisation des points d'injection du débit dans une représentation 3D du secteur d'étude 46

Illustration 20 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du coefficient de ruissellement 49

Illustration 21 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du temps de réponse 50

Illustration 22 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du débit 52

Illustration 23 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du coefficient de rugosité de Manning Strickler..... 54

Illustration 24 : Crue de septembre 2002 – secteur du Plan 56

Illustration 25 : Crue de septembre 2002 – secteur du centre-ville 57

Illustration 26 : Crue de projet centennale – secteur du Plan 58

Illustration 27 : Crue de projet centennale – secteur du centre-ville 59

Illustration 28 : Crue de projet vicennale – secteur du Plan 60

Illustration 29 : Crue de projet vicennale – secteur du centre-ville 61

Illustration 30 : Crue de projet décennale – secteur du Plan 62

Illustration 31 : Crue de projet décennale – secteur du centre-ville 63

AVANT-PROPOS

RAPPEL DU CADRE GENERAL DE L'ETUDE ET DES CONCLUSIONS DE LA PHASE 1

1

INTERVENANTS

Le commanditaire de l'étude est la **COMMUNE DE SAZE**

Mairie de Saze

Place Fontaine

30 650 Saze

Tél. : 04.90.26.99.66 • Fax : 04.90.26.99.67

Un appui technique est apporté par le **SYNDICAT MIXTE POUR L'AMENAGEMENT DES BASSINS VERSANTS DU GARD RHODANIEN (SMABVGR)**

1, rue de la Mairie

30131 Pujaut

Tél. : 04.90.26.39.72

L'auteur d'étude est le bureau **SAFEGE AIX-EN-PROVENCE**

30, avenue Malacrida

13100 Aix-en-Provence

Tél. : 04.42.93.65.20 • Fax : 04.42.93.65.15

2

CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE

2.1 Contexte

La commune de Saze est en cours de transformation de son Plan d'Occupation des Sols (POS) en Plan Local d'Urbanisme (PLU).

C'est dans ce cadre que **la commune de Saze est dans l'obligation d'intégrer dans son PLU la prise en compte des risques d'inondation**, qu'il s'agisse des débordements de cours d'eau ou du ruissellement pluvial.

La commune de Saze est en effet régulièrement concernée par les problématiques d'inondation. Pour remédier à cette situation, plusieurs études ont été menées sur le territoire communal, dont un Schéma d'Aménagement Hydraulique (SDAH) réalisé en 2008 sur l'ensemble des bassins versants du Gard Rhodanien.

Afin de poursuivre les réflexions du SDAH et de répondre à cet objectif d'approche intégrée et de solidarité financière à l'échelle du bassin versant, le Syndicat a lancé la réalisation d'un Programme d'Action de Prévention des Inondations (PAPI). Ce programme s'appuie sur les conclusions du SDAH et décline un ensemble d'actions concrètes à mettre en œuvre.

Le zonage d'inondation de la commune de Saze s'intègre dans ce programme d'actions.

2.2 Méthodologie de l'étude

Le zonage du risque d'inondation est réalisé par croisement des cartes d'aléas inondation et d'enjeux.

Il a pour objectif la définition de zones d'aménagements auxquelles sont associées des prescriptions urbanistiques destinées à être intégrées dans le Plan Local d'Urbanisme.

La prestation est découpée en quatre phases dont l'enchaînement chronologique est le suivant :

- ✓ Phase I : **Etude du risque historique**,
- ✓ Phase II : **Etude du risque statistique**,
- ✓ Phase III : **Etude de mesures de réduction du risque** (réduction de l'aléa et / ou de la vulnérabilité),
- ✓ Phase IV : **Elaboration du zonage**.

Le présent rapport correspond à la réalisation de la phase 2 de l'étude.

2.2.1 Rappel des objectifs de la phase 1

La première phase de l'étude a fait l'objet d'un rapport dont la version définitive a été remise en juillet 2011. Les objectifs généraux de cette première phase étaient les suivants :

- ✓ La **caractérisation du contexte hydrographique et urbanistique** et de son évolution depuis trente ans,
- ✓ La **caractérisation des évènements survenus** et de leur perception par la population,
- ✓ La **caractérisation de l'aléa au sens « historique et hydrogéomorphologique »** et sa représentation cartographique,
- ✓ **L'identification des principaux enjeux et facteurs de vulnérabilité** situés en zones inondables.

2.2.2 Objectifs de la phase 2

La définition de l'aléa inondation par approche hydrogéomorphologique reste essentiellement qualitative. Certaines limites d'aléas restent par ailleurs relativement imprécises eu égard aux zones d'enjeux qu'elles englobent.

Compte tenu des enjeux observés en centre-ville, il a été jugé pertinent de préciser l'aléa inondation sur la partie amont du cours de la roubine de Saze.

Ceci passe par la réalisation d'une modélisation hydraulique permettant de quantifier l'aléa vis-à-vis de la définition de la crue de référence et de son emprise ainsi que de la détermination des paramètres de hauteur de submersion.

La crue de référence sera celle ayant généré l'aléa le plus important par comparaison entre l'aléa issu d'une crue centennale et celui observé lors de la crue historique la plus importante survenue sur le secteur d'étude, en l'occurrence celle de septembre 2002.

L'aléa inondation sera dès lors défini pour des pluies d'occurrence centennale ainsi que pour la crue historique de 2002. A titre d'information, l'aléa sera également défini pour des évènements d'occurrence décennale et vicennale.

On notera par ailleurs qu'une étude hydraulique est menée en parallèle sur le secteur du Plan dans le cadre de l'étude de confortement de la digue de la Levade. Une modélisation hydraulique y est réalisée sur le linéaire des roubines de la Levade, de la Javone et du Plan de Saze.

PHASE 2

ETUDE DU RISQUE STATISTIQUE

1

CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS

1.1 Rappel du contexte hydrographique

Une description détaillée du contexte hydrographique dans lequel s'insère la commune de Saze a été réalisée en phase 1 de l'étude de zonage.

Voir Phase 1 - chapitre 4 : Systèmes hydrologiques

Pour rappel, cinq bassins versants ont été associés aux principaux cours d'eau s'écoulant sur le territoire communal.

- ✓ Le BV 1 est drainé par le cours de la Javone ;
- ✓ Le BV 2, correspondant au secteur du Plan, est drainé par la roubine du Plan de Saze ;
- ✓ Le BV 3 est drainé par la roubine de Saze ;
- ✓ Le BV4 est drainé par la roubine de Domazan ;
- ✓ Le BV 5 est drainé par le cours de la Levade.

Pour les besoins de l'étude, les BV 1 et 3 ont été scindés en sous-bassins afin d'affiner les calculs de débits aux différents points d'entrée du modèle hydraulique.

Ceux-ci sont présentés sur la figure suivante.

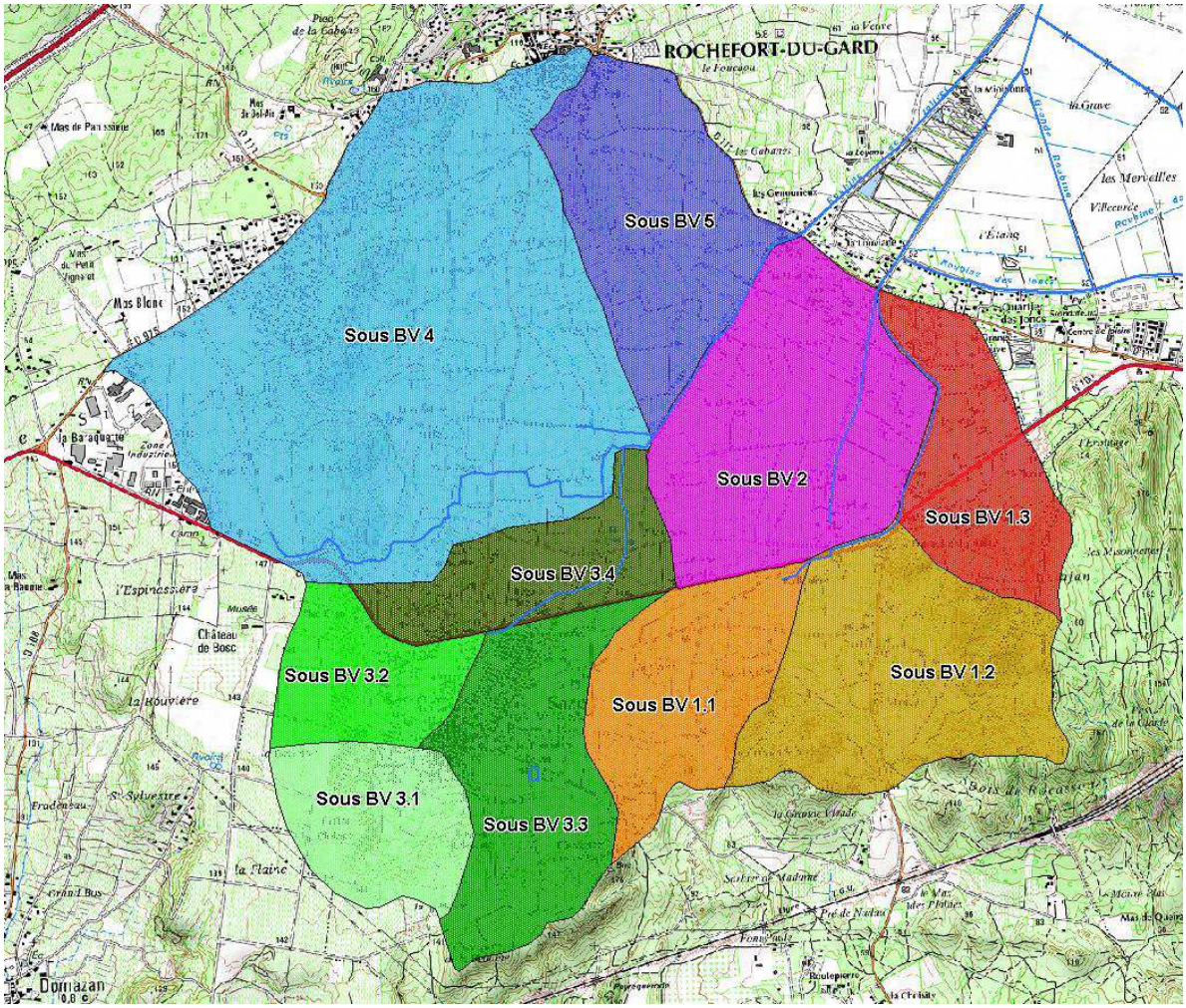


Illustration 1 : Délimitation des bassins versant drainant la zone d'étude

Il s'agit de sous bassins versants de petites tailles, comprises entre 0,5 et 5 km², faiblement urbanisés.

Le tableau suivant présente les caractéristiques de ces différents sous bassins.

Sous bassin	Superficie drainée (ha)	Cheminement hydraulique le plus long (m)	Pente moyenne (m/m)	Occupation du sol (ha)		
				Zone urbanisée	Zone agricole	Zone naturelle
Sous BV 1.1	105	2 000	0,055	/	90	15
Sous BV 1.2	170	1800	0,05	15	65	90
Sous BV 1.3	95	2 200	0,055	20	45	30
Sous BV 2	190	1 200	0,004	32	158	-
Sous BV 3.1	80	1 000	0,05	5	55	20
Sous BV 3.2	65	1 500	0,045	20	30	15
Sous BV 3.3	130	2 000	0,05	30	70	30
Sous BV 3.4	80	2 300	0,025	15	65	/
Sous BV 4	480	3 900	0,025	95	310	75
Sous BV 5	140	2 200	0,020	5	135	/

Tableau 1 : Caractéristiques des sous-bassins versants

Définition des principaux termes utilisés :

- ✓ **Superficie :** il s'agit de la portion du plan délimitée par la ligne de crête, contour du bassin versant.
- ✓ **Chemin hydraulique le plus long :** il s'agit de la longueur du plus long parcours hydraulique, reliant le point le plus éloigné du bassin versant à l'exutoire.
- ✓ **Pente moyenne d'écoulement :** la détermination de la pente moyenne intègre le temps d'écoulement le long du cheminement hydrauliquement le plus éloigné de l'exutoire.
- ✓ **Occupation du sol :** le découpage de l'occupation du sol a été réalisé en secteurs homogènes déclinés en termes de zones urbanisées, agricoles et naturelles. La définition de ces secteurs s'est faite par superposition du cadastre, de photographies aériennes et des données issues de la base de référence Corine Land Cover. La synthèse de ces éléments a été validée auprès des élus et par de nombreuses visites de terrains.

  La carte d'occupation des sols des différents bassins versants drainant la zone d'étude est présentée à la figure suivante.

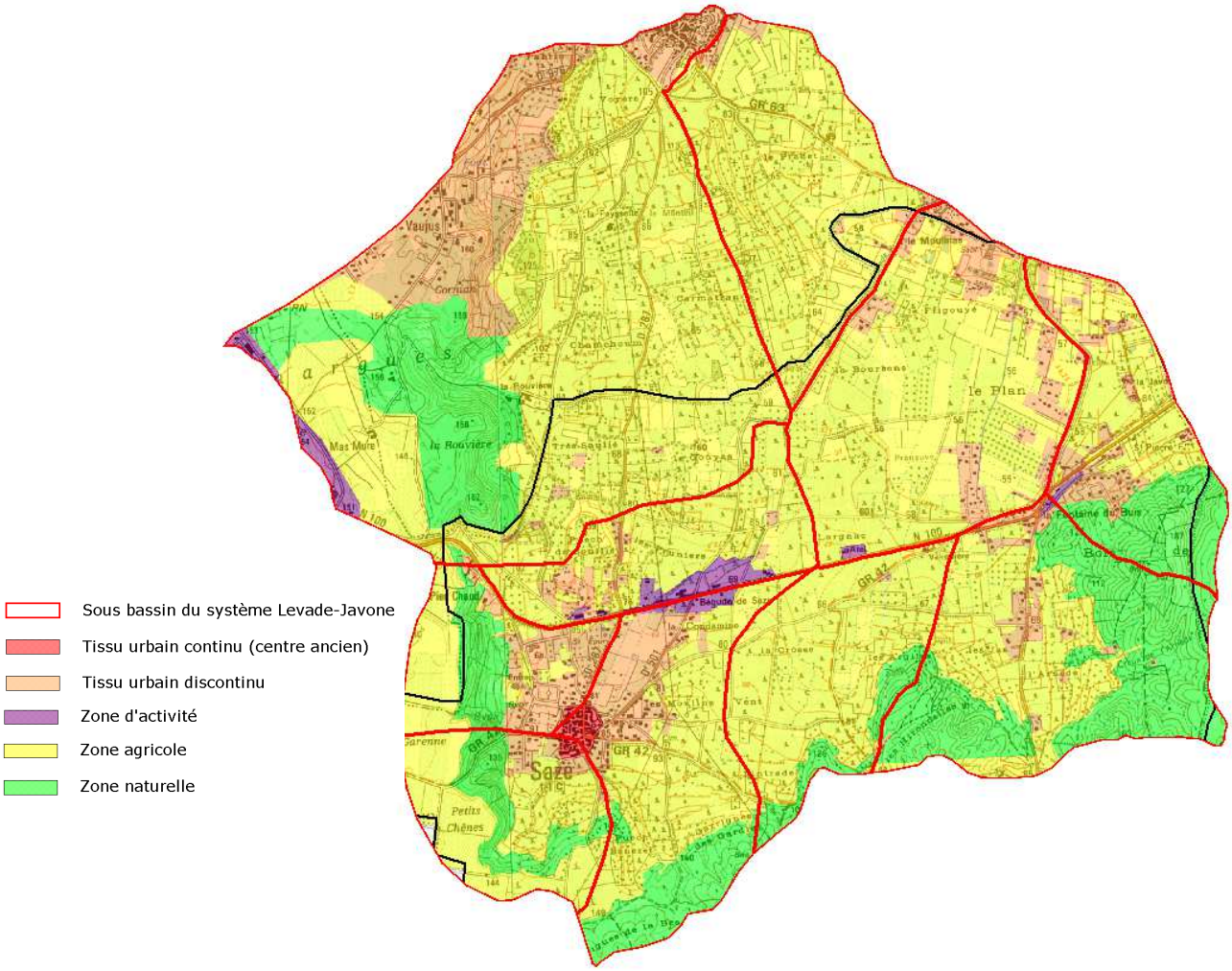


Illustration 2 : Occupation des bassins versant drainant la zone d'étude (Safege, 2011)

1.2 Estimation des temps caractéristiques

1.2.1 Temps de concentration

Le temps de concentration correspond à la durée que met la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin versant pour parvenir à l'exutoire où l'on cherche à calculer le débit. La connaissance de ce temps de concentration est nécessaire à l'estimation des débits de pointe par les méthodes déterministes, du type méthode rationnelle et leurs déclinaisons régionales.

Les temps de concentration aux différents points de calcul ont été estimés à partir des caractéristiques des bassins versants et des méthodes présentées dans le tableau suivant.

Méthode	*Formule*	*Données d'entrée*	*Domaine de validité*
Kirpich	$T_c = \frac{0{,}0195}{60}.L^{0{,}77}P^{-0{,}385}$	Tc temps de concentration en heures L longueur du plus long cheminement hydraulique en m P pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m	20 km² < superficie < 100 km² 3% < pente < 10%
Passini	$T_c = 0{,}108.\frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{P}}$	Tc temps de concentration en heures A surface du bassin versant en km² L longueur du plus long cheminement hydraulique en km P pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m	superficie > 40 km²
Ventura	$T_c = 0{,}1272.\sqrt{\frac{A}{P}}$	Tc temps de concentration en heures A surface du bassin versant en km² P pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m	superficie > 10 km²
Bressand Golossov	$T_c = \frac{L}{\frac{V}{3600}}$ Si P<1% : V= 1 m/s Si 1%<P<10%, V= 1+ (P-1)/9 m/s Si P>10% : V= 2 m/s	Tc temps de concentration en heures L longueur du plus long cheminement hydraulique en m V vitesse moyenne des écoulements en m/s P pente moyenne en m/m	superficie < 20 km²

Tableau 2 : Formules d'estimation du temps de concentration

L'ensemble de ces formules est de type empirique. On notera que le domaine de validité des formules de Passini, Ventura et Kirpich s'applique principalement aux grands bassins ruraux. Seule la formule de Bressand Golossov semble adaptée aux bassins de taille plus réduite.

Par définition, ces formules souffrent toutes d'un certain degré d'approximation étant donné le nombre réduit de bassins versants sur lequel elles ont été construites. Par ailleurs, Bressand Golossov lui-même confirme que les valeurs de vitesses proposées représentent une simple appréciation à défaut de données suffisantes (définies notamment lorsque le bassin est jaugé).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous. On notera qu'en règle générale les formules de Kirpich et Bressand Golossov donnent des résultats similaires. Ces résultats sont minorés par rapport aux valeurs issues des formules de Passini et Ventura, principalement pour les bassins versants à faible pente (la formule de Passini étant une adaptation de la formule de Ventura).

Compte tenu de l'approximation de l'ensemble de ces formules et à défaut de données de calage du temps de concentration, nous avons pris par hypothèse la moyenne de ces résultats.

Nom	*Formule Passini*	*Formule Ventura*	*Formule Kirpich*	*Formule Bressan Golossov*	*MOYENNE*
Sous BV 1.1	0.60 H	0.56 H	0.36 H	0.39 H	0.48 H
Sous BV 1.2	0.70 H	0.70 H	0.37 H	0.40 H	0.54 H
Sous BV 1.3	0.58 H	0.52 H	0.37 H	0.40 H	0.47 H
Sous BV 2	1.95 H	2.02 H	0.74 H	0.56 H	1.32 H
Sous BV 3.1	0.41 H	0.47 H	0.20 H	0.18 H	0.31 H
Sous BV 3.2	0.50 H	0.47 H	0.30 H	0.30 H	0.39 H
Sous BV 3.3	0.65 H	0.63 H	0.35 H	0.38 H	0.50 H
Sous BV 3.4	0.86 H	0.74 H	0.53 H	0.55 H	0.67 H
Sous BV 4	1.68 H	1.69 H	0.70 H	0.82 H	1.22 H
Sous BV 5	1.04 H	1.00 H	0.52 H	0.54 H	0.77 H

Tableau 3 : Estimation des temps de concentration par bassin versant exprimés en heure

1.2.2 Temps de réponse

Le temps de réponse à la pluie d'un bassin versant représente l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette du centre de gravité de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface. En d'autres termes, le temps de réponse est la différence entre les moments où surviennent le maximum de pluie et le maximum de débit.

Selon les préconisations de Bressand Golossov dans le Gard, **ce paramètre, utilisé pour la mise en œuvre des modèles pluie-débit, a été estimé égale à la moitié des temps de concentration** calculés par les formules de Kirpich, Passini, Ventura et Bressand Golossov (présentées précédemment).

1.3 Coefficients de ruissellements

Les coefficients de ruissellement sont estimés selon les hypothèses d'occurrence suivantes :

- ✓ pour des occurrences de pluies = 100 ans : utilisation de la méthode des experts ;
- ✓ pour des occurrences de pluies = 20 ans : utilisation de la méthode des experts adaptée ;
- ✓ pour des occurrences de pluies = 10 ans : moyenne pondérée des coefficients de ruissellements évalués sur base de l'occupation du sol.

1.3.1 Occurrence égale à 100 ans

Le calcul du coefficient de ruissellement pour une occurrence de 100 ans se fait en appliquant **la formulation dite « des Experts ».**

La méthode dite des « experts » est une adaptation de la méthode rationnelle au contexte gardois[1]. Elle évalue l'aptitude au ruissellement des bassins versants en fonction de la capacité de rétention initiale des sols **P_0**, elle-même conditionnée par la nature du substrat et l'occupation des sols.

L'expression utilisée pour l'estimation du coefficient de ruissellement est la suivante :

$$\mathbf{C = 0{,}8\ (1 - P_0/PJ_{100})}$$

Avec : **PJ_{100}** : pluie journalière centennale, soit 260 mm à Nîmes Courbessac (1947-2009) ;

P_0 : capacité de rétention initiale du sol (mm).

Estimation de la capacité de rétention initiale P_0

Le croisement des paramètres d'occupation du sol et de nature du substrat permet de déterminer la capacité de rétention initiale P_0 de chaque sous bassin versant. P_0 est tabulé et varie entre 0 et 90 selon la nomenclature suivante :

[1] Cette méthode a été produite pour le compte de la SNCF par J. Astier, M. Desbordes, P. Lefort et A. Limandat (Méthodologie et principes de calcul pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement des petits bassins versants, décembre 1993)

Couverture végétale	Morphologie	Pente %	Terrain fortement perméable	Terrain perméable	Terrain peu perméable
Bois	presque plat	0-5	90	65	50
	ondulé	5-10	75	55	35
	montagneux	10-30	60	45	25
Pâturage	presque plat	0-5	85	60	50
	ondulé	5-10	80	50	30
	montagneux	10-30	70	40	25
Culture	presque plat	0-5	65	35	25
	ondulé	5-10	50	25	10
	montagneux	10-30	35	10	0

Tableau 4 : Valeurs de la rétention initiale P_0 en fonction de l'occupation et de la nature du sol

La carte d'occupation du sol a été présentée en début de rapport. La caractérisation du sol, nécessaire à l'application de la méthode des experts, est déterminée par l'analyse de la nature du substrat. Celle-ci influe en effet sur la perméabilité et la capacité de rétention initiale des sols. Ce paramètre a été appréhendé par l'analyse de la carte géologique élaborée par le BRGM.

1.3.2 Occurrence égale à 20 ans

Le calcul du coefficient de ruissellement pour une occurrence de 20 ans se fait en appliquant une **adaptation de la formulation dite « des Experts ».** L'expression utilisée pour l'estimation du coefficient de ruissellement est la suivante :

$$C = 0,6\ (1 - P_0/PJ_{20})$$

Avec : **PJ_{20}** : pluie journalière vicennale, soit 162,0 mm à Nîmes Courbessac ;

P_0 : capacité de rétention initiale du sol (mm) définie au chapitre précédent.

1.3.3 Occurrence égale à 10 ans

Le calcul du coefficient de ruissellement d'occurrence décennale se fait en appliquant la **moyenne pondérée des coefficients de ruissellement selon l'occupation du sol**.

La méthode utilisée pour la définition des grandes classes d'occupation des sols a été présentée dans un point précédent. On distingue les classes suivantes :

- ✓ Secteurs urbains denses : zones d'habitat dense (imperméabilisation moyenne) et zones commerciales, parkings et centre-ville (imperméabilisation forte) ;
- ✓ Secteurs périurbains : zones d'habitats diffus (faible imperméabilisation) ;
- ✓ Secteurs cultivés, classés par grands types de cultures et les secteurs naturels représentés par les zones de forêts et de garrigues.

Nous nous réfèrerons aux coefficients préconisés par la DISE du Gard et issus de l'étude RFF de 2007. Les coefficients de ruissellement associés à chaque classe d'occupation du sol sont repris dans le tableau suivant :

Occupation du sol	Coef de ruissellement
Zones urbaines	0,8
Zones industrielles et commerciales	0,7
Espaces verts artificiels	0,12
Vignobles	0,3
Vergers	0,15
Prairies - friches	0,11
Terres arables	0,15
Garrigues	0,11
Forêts	0,1

Tableau 5 : Nomenclature d'occupation du sol et coefficients de ruissellement associés (source : Etude RFF, contournement ferroviaire de Nîmes et Montpellier, 2007)

1.3.4 Récapitulatif

Les valeurs et coefficients retenus au terme de l'étude sont repris dans le tableau suivant. On rappellera par ailleurs les hypothèses envisagées pour la détermination des coefficients de ruissellement :

- ✓ Temps de retour égal à 10 ans : moyenne pondérée des coefficients de ruissellement suivant les données d'occupation du sol
- ✓ Temps de retour égal à 20 ans : utilisation de la « méthode des experts » adaptée
- ✓ Temps de retour égal à 100 ans : utilisation de la « méthode des experts »

Nom	Superficie (ha)	Pente moyenne (m/m)	Rétention initiale P0 (mm)	Coefficients retenus		
				10 ans	20 ans	100 ans
Sous BV 1.1	105	0.02	52	19 %	43 %	66 %
Sous BV 1.2	170	0.07	57	20 %	42 %	65 %
Sous BV 1.3	95	0.05	51	26 %	43 %	66 %
Sous BV 2	190	0.07	47	26 %	45 %	67 %
Sous BV 3.1	80	0.03	54	28 %	42 %	65 %
Sous BV 3.2	65	0.02	49	26 %	44 %	67 %
Sous BV 3.3	130	0.05	48	29 %	44 %	67 %
Sous BV 3.4	80	0.03	45	28 %	45 %	68 %
Sous BV 4	480	0.03	48	27 %	44 %	67 %
Sous BV 5	140	0.03	49	22 %	44 %	67 %

Tableau 6 : Coefficients de ruissellement retenus

2

ANALYSE DES PLUIES HISTORIQUES

2.1 Généralités

Quatre arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle relatifs au risque inondation ont été recensés sur la commune[2]. Ils concernent les évènements du 24 au 27 août 1987, du 30 juillet 1991, du 08 au 10 septembre 2002 et des 17 et 18 août 2004.

La crue de septembre 2002 constitue toutefois la crue de référence. Il s'agit en effet de l'épisode le plus marquant de ces dernières années mesuré dans la région Languedoc-Roussillon. Selon l'étude de la DIREN de 2009, il a dépassé en intensité l'évènement pluvieux 1958 qui servait jusque là de référence sur le département du Gard.

Parmi les principaux dégâts observés lors de cet évènement, on rappellera la rupture de la digue de la Levade sur sa partie amont ainsi que des surverses en différents points. Ces surverses se sont accompagnées de dégradations en crête de digue sans pour autant engendrer une destruction totale du corps de digue.

Les autres évènements ont engendré des inondations sans commune mesures avec celles de 2002. Nous nous pencherons dès lors plus particulièrement sur l'événement de 2002.

Le dernier épisode de 2004 ayant donné lieu à un arrêté de catastrophe naturelle sera étudié à titre indicatif selon la demande du comité de pilotage.

[2] Arrêtés du 03 novembre 1987, du 14 janvier 1991, du 19 septembre 2002 et du 11 janvier 2005 portant connaissance de l'état de catastrophe naturelle

2.2 Description hydrologique de l'événement de 2002

L'événement des 8 et 9 septembre 2002 a touché un vaste secteur géographique du Vaucluse jusqu'à l'Hérault. La pluie a commencé le 8 vers 10-12 heures et s'est rapidement transformée en événement orageux stationnaire.

L'événement s'est divisé en deux corps d'averse :

- ✓ un premier pic très important le 8 dans la soirée,
- ✓ un second pic le 9 au matin.

L'image radar de Météo France traitée par le système Calamar permet d'estimer par interpolation la pluie en un secteur donné.

Les lames d'eau produites par CALAMAR proviennent d'une double source d'information :

- ✓ Les informations radar brutes utilisées par CALAMAR sont issues du radar hydro-météorologique de Nîmes – Manduel exploité par Météo-France,
- ✓ Les données pluviographiques utilisées pour calibrer en continu et localement l'information radar proviennent du réseau de télémesure du SPCGD.

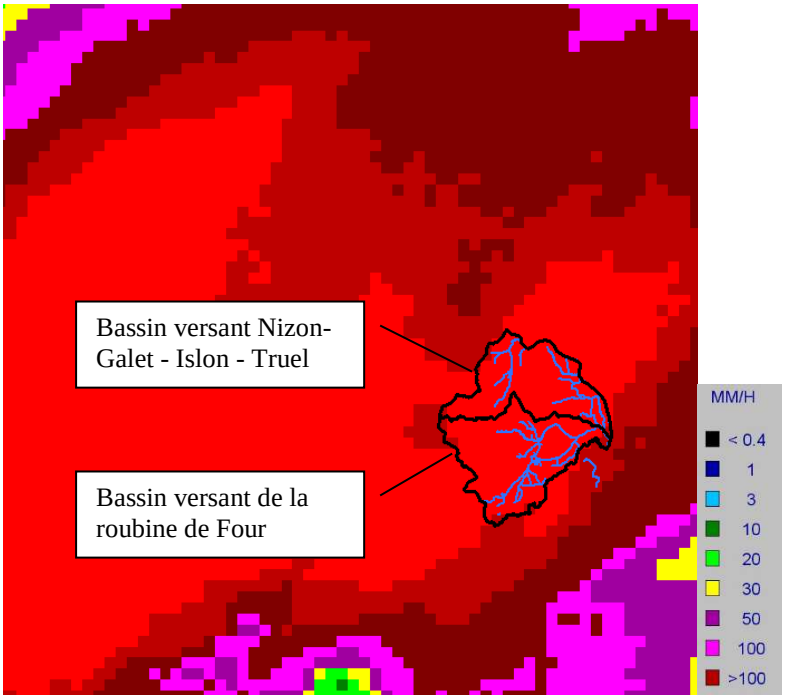


Illustration 3 : Carte des intensités horaires des pluies observées les 8 et 9 septembre 2002 (SPCGD, 2011)

La précision de l'estimation est liée à la densité du réseau de mesure. Malheureusement, plusieurs stations proches du secteur d'étude, Roquemaure et Pujaut notamment, sont tombées en panne en cours d'épisode. Sur base des observations radars et de données issues de stations plus éloignées, le SPCGD a néanmoins pu reconstituer les données pluviométriques moyennes tombées sur la zone d'étude. Les résultats ainsi obtenus sont synthétisés dans le tableau suivant.

Situation	Pluie max en 1 h	Pluie max en 3 h	Pluie max en 6 h	Pluie max en 12 h	Pluie max en 24 h	Pluie totale
Bassin versant de la roubine de Four (incluant la commune de Saze)	61 mm	175 mm	275 mm	312 mm	447 mm	**479 mm**
Bassin versant du Nizon-Galet-Islons-Truel	67 mm	179 mm	288 mm	326 mm	461 mm	**485 mm**

Tableau 7 : Cumuls pluviométriques estimés lors de l'épisode pluvieux du 8 au 9 septembre 2002 (source SPCGD)

Le graphique suivant reprend l'évolution des précipitations estimées tout au long de l'événement sur le bassin de la roubine du Four dans lequel s'intègrent les roubines de la Levade et de la Javone.

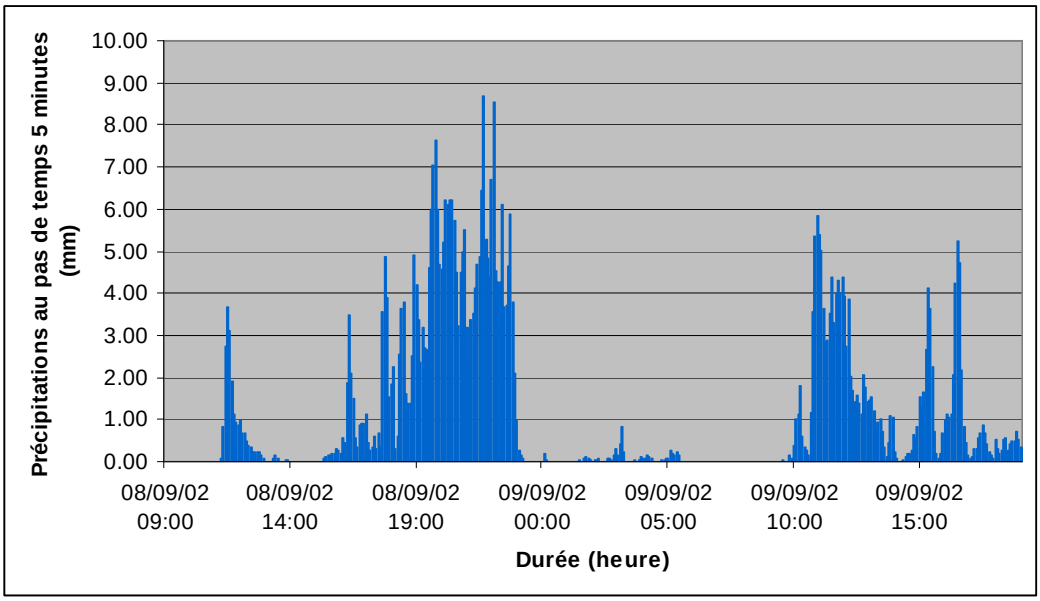


Illustration 4: Episodes pluvieux des 8 et 9 septembre 2002 estimés sur le bassin versant de la roubine de Four (SPCGD, 2011)

En cumul maximal et ramené aux statistiques antérieures (Nîmes Courbessac 1964-2009), cet événement serait qualifié de décennal sur une heure, de plus que cinquantennal sur 3 heures, de centennal sur 6 heures. Sur la totalité de l'évènement, il serait qualifié de plus que centennal.

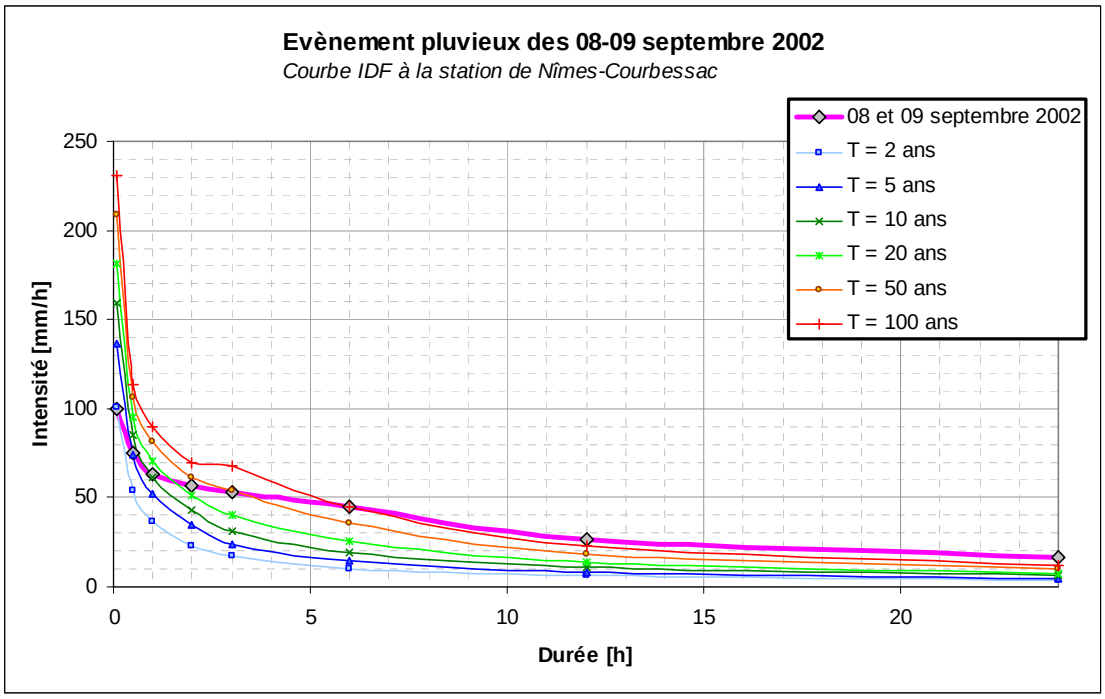


Illustration 5 : Analyse du cumul des pluies mesurées lors de l'épisode des 8 et 9 septembre 2002 comparé aux courbes IDF à la station Météo France de Nîmes-Courbessac

Les dégâts observés lors de cet épisode pluvieux ont fait l'objet d'une description en Phase 1 de l'étude.

Voir chapitre 6.2 : Crue des 8 et 9 septembre 2002

2.3 Description hydrologique de l'événement de 2004

L'épisode du 17 août 2004 s'est produit de manière très brutale sur une courte période de 4 h. Un cumul de 128,9 mm a ainsi été mesuré entre 20h et 24 h à la station de Pujaut.

En cumul maximal et ramené aux statistiques antérieures (Nîmes Courbessac 1964-2009), cet événement serait qualifié de presque décennal sur une durée de une heure. Il se rapproche d'une occurrence vicennale sur des durées de 2 et 3 h.

Cet événement reste toutefois moins marquant que l'événement des 08 et 09 septembre 2002, que ce soit en termes de durée, d'intensité ou de dégâts observés.

Durée (h)	**1**	**2**	**3**	**4**
Cumul (mm)	59	94,2	121,3	128,9

Tableau 8 : Cumuls pluviométriques maximaux mesurés le 17 août 2004 à la station de Pujaut

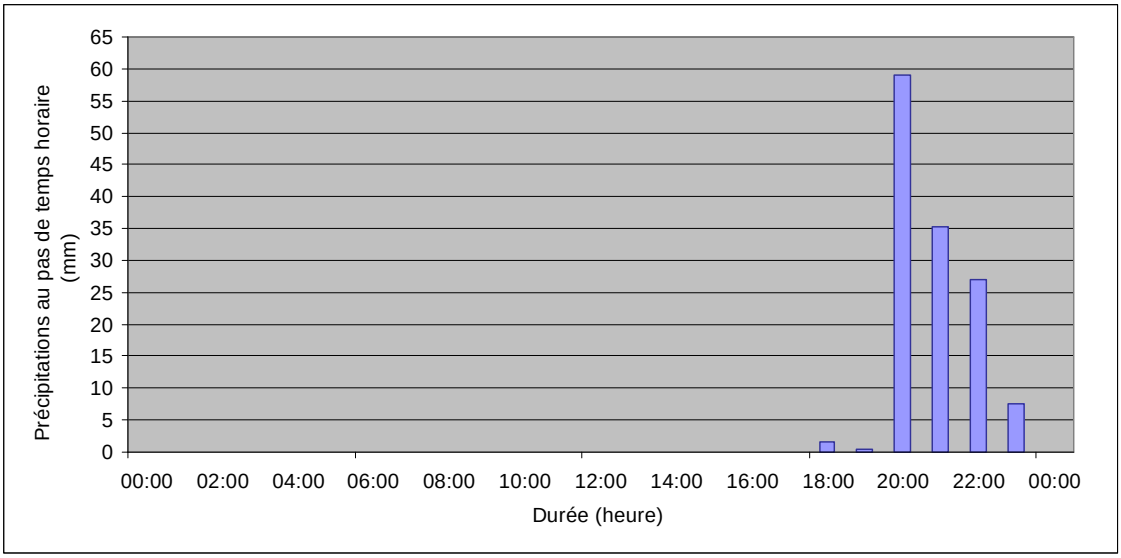


Illustration 6: Episode pluvieux du 17 août 2004 mesuré à la station de Pujaut

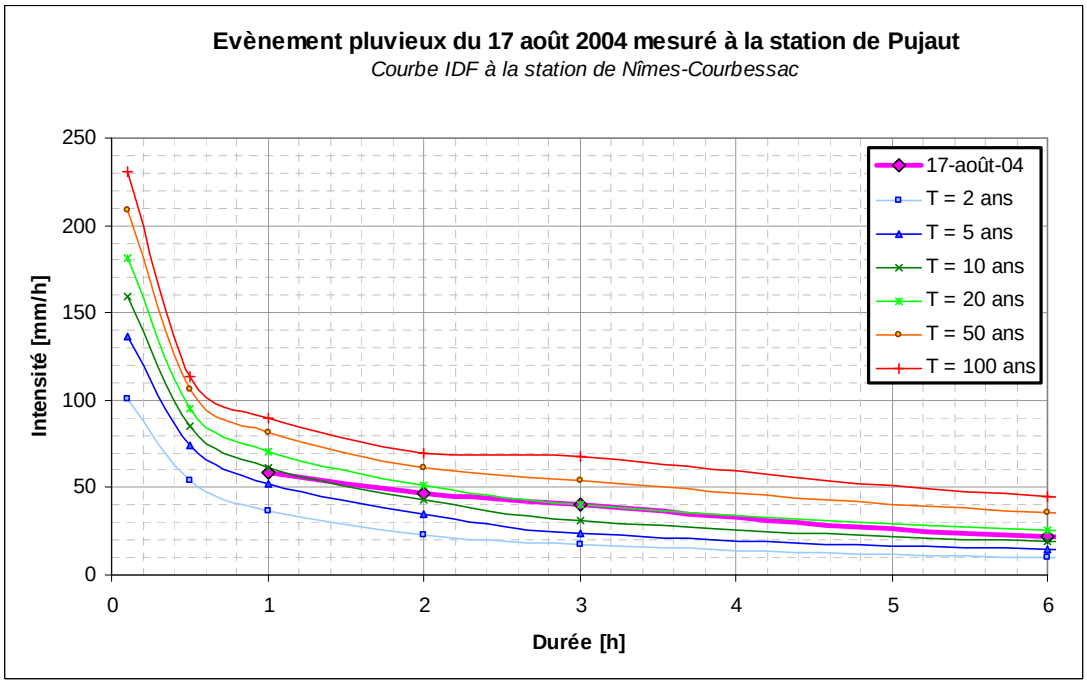


Illustration 7 : Analyse du cumul des pluies mesurées lors de l'épisode du 17 août 2004 comparé aux courbes IDF à la station Météo France de Nîmes-Courbessac

3

ANALYSE DES PLUIES STATISTIQUES

L'un des moyens de représenter la pluviométrie locale est la pluie de projet. *La pluie de projet est un événement fictif. Elle représente l'ensemble des informations pluviométriques disponibles et est censée produire à l'exutoire du bassin le même effet que la pluie réelle à laquelle il est possible d'associer une période de retour* (Hemain, 1986).

Les données hydrologiques ont pour but la définition des débits de pointe de chaque bassin et sous-bassin versant pour différentes pluies de projet.

Dans le cadre du zonage, l'aléa doit être précisé dans les zones à enjeux pour une crue de référence (centennale ou historique). Nous étudierons dès lors la pluie de temps de retour 100 ans que nous comparerons avec la pluie historique de 2002.

A titre d'information, les pluies d'occurrence 10 ans et 20 ans seront également estimées.

3.1 Comparaison des données disponibles

La station de Pujaut est la seule station située dans notre zone d'étude permettant d'effectuer un traitement statistique des données pluviométriques. Son assise en termes de chronologie d'observation est toutefois très réduite (15 ans). C'est pourquoi nous avons préféré utiliser les **données issues de la station de Nîmes**, station la plus proche de notre secteur d'étude disposant de l'assise la plus large en termes de chronique d'observation (60 ans).

Conformément au cahier des charges, nous avons également étudié les données issues de la **méthode SHYREG**. Celle-ci permet d'obtenir des chroniques de pluies statistiques horaires pour toute maille de 1 km², sur les régions Languedoc Roussillon et PACA.

Il convient toutefois de noter que les données SHYREG ne sont disponibles qu'aux pas de temps horaires alors que la plupart des sous-bassins versants de notre zone d'étude présentent des temps de concentrations infra-horaires.

A titre informatif, nous avons réalisé la comparaison de différentes sources de données pluviométriques pour l'élaboration des pluies de projet :

- ✓ Traitements statistiques effectués par Météo France sur la chronique Nîmes Courbessac (période 1947-2009) ;
- ✓ Pluies SHYPRE régionalisées (SHYREG) calculées à Nîmes par le Cemagref ;
- ✓ Pluies SHYPRE régionalisées (SHYREG) calculées à Saze par le Cemagref.

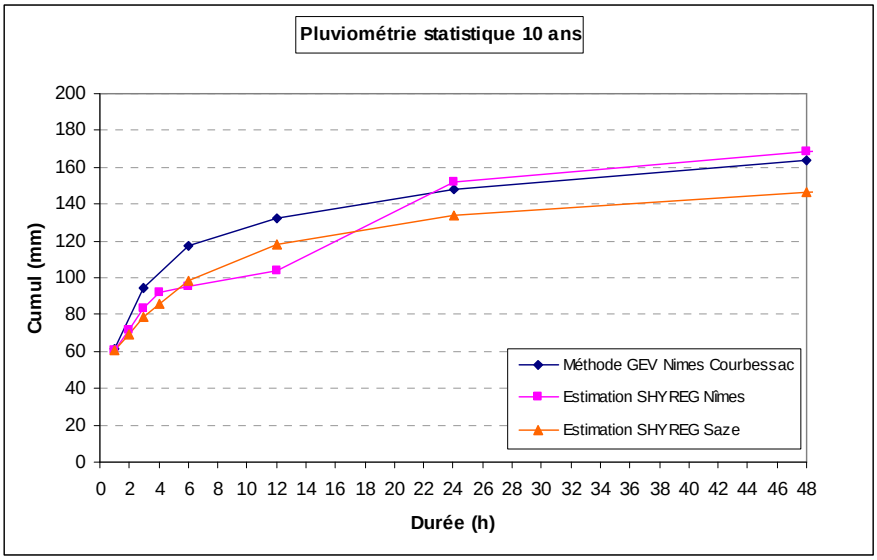
Les cumuls maximaux obtenus selon ces différentes méthodes, pour différents pas de temps et pour les périodes de retour 10 ans et 100 ans, sont comparés dans les tableaux et graphiques suivants.

Méthode renouvellement Nimes Courbessac						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	89.6	202.1	270	271.1	296	281.7
P10 ans (mm)	61.8	94.3	117.5	132.1	148.4	164

Estimation SHYREG Nîmes						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	97.4	128.4	180.5	234.5	284.5	315.8
P10 ans (mm)	60.4	83.8	95.6	103.6	152	168.6

Estimation SHYREG Saze						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	95.2	121	166.6	208.5	245.4	271.4
P10 ans (mm)	60.3	78.8	98.2	118	133.5	146.7

Tableau 9 : Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes



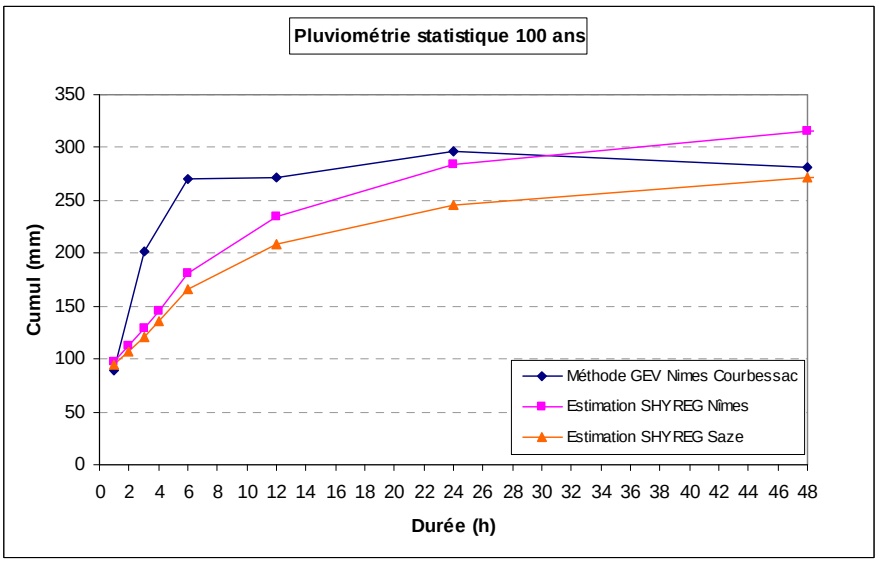
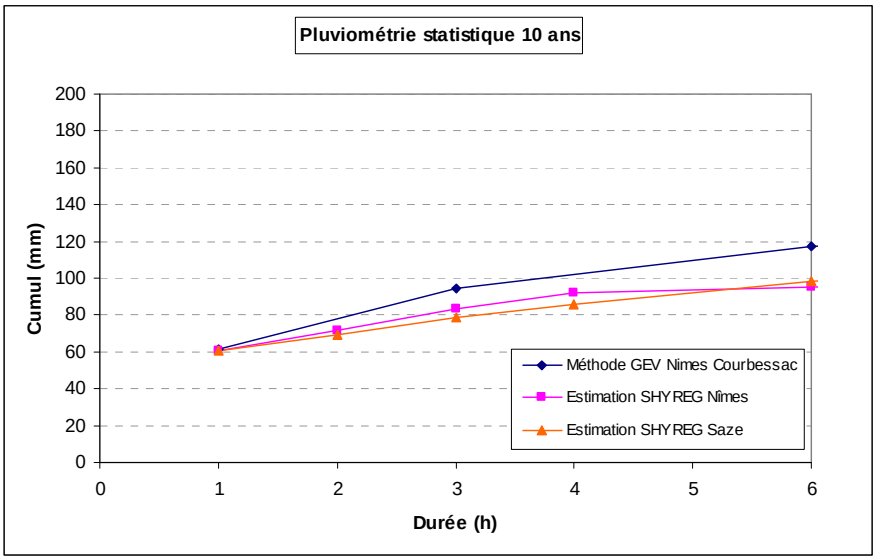


Illustration 8: Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 48h

Globalement, on observe des courbes de tendance semblables pour les différentes méthodes. Les données SHYREG estimées au droit de la station de Saze sont généralement inférieures à celles calculées pour Nîmes, particulièrement par la méthode GEV.

Compte tenu des caractéristiques des bassins versant étudiés, nous nous intéresserons plus particulièrement aux pluies de faibles durées, inférieures à 3h.



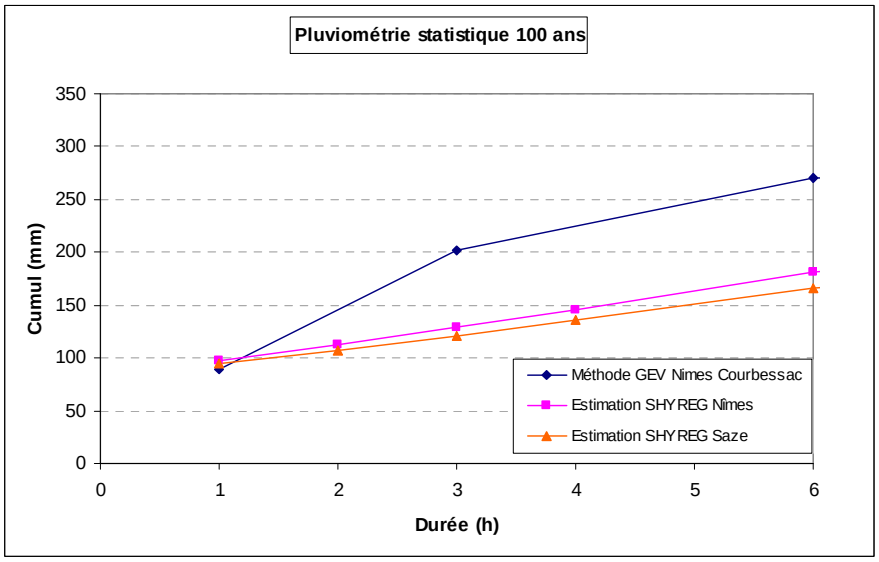


Illustration 9: Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 6h

Rappelons que les données SHYREG ne sont disponibles qu'aux pas de temps horaires alors que la plupart des bassins versants de notre zone d'étude présentent des temps de concentrations infra-horaires.

Par ailleurs, du fait de valeurs SHYREG minorées pour les faibles durées de pluie et dans un souci de cohérence avec les préconisations de la DISE du Gard en la matière, nous avons décidé de retenir pour la suite de l'analyse hydrologique les estimations statistiques obtenues par la méthode GEV sur Nîmes.

3.2 Construction des pluies de projet statistiques

3.2.1 Pluviométrie statistique

Le tableau suivant reprend les cumuls statistiques Météo France (courbes IDF) estimés à la station de Nîmes, sur la période 1947-2009, pour différentes occurrences de retour et durées de pluies.

Estimation renouvellement Nîmes	**Cumuls pluviométriques (mm)**								
	0.25	**0.5**	**1**	**2**	**3**	**6**	**12**	**24**	**48**
5 ans	23.3	37.2	52.1	70.2	72.5	89.1	103.1	116.9	134.0
10 ans	26.5	42.8	61.8	86.9	94.3	117.5	132.1	148.4	164.0
20 ans	29.3	47.6	70.7	102.8	120.1	152.3	165.9	184.7	196.0
30 ans	30.8	50.1	75.7	115	137.4	176.5	188.5	208.8	215.9
50 ans	32.6	53	81.7	123.5	162.3	211.7	220.4	242.7	242.5
100 ans	34.8	56.6	89.6	138.9	202.1	270	271.1	296	281.7

Tableau 10 : Cumuls pluviométriques statistiques à la station de Nîmes-Courbessac (1947-2009)

Les coefficients de Montana ont été estimés à partir de ces données.

AJUSTEMENT MONTANA Nîmes Courbessac 1947-2009

	0.1H < d < 1H		1H < d < 3H		3H < d < 48H	
T	**a**	**b**	**a**	**b**	**a**	**b**
5 ans	**53.561**	**0.4077**	**53.237**	**0.6853**	**58.9**	**0.7836**
10 ans	**62.576**	**0.4017**	**62.914**	**0.6038**	**79.74**	**0.8066**
20 ans	**70.513**	**0.4002**	**71.384**	**0.5115**	**106.08**	**0.8308**
30 ans	**76.636**	**0.3513**	**76.47**	**0.4509**	**124.72**	**0.8454**
50 ans	**79.864**	**0.4012**	**81.31**	**0.3783**	**152.58**	**0.8644**
100 ans	**86.19**	**0.4054**	**88.002**	**0.2712**	**199.76**	**0.8909**

Tableau 11 : Estimation des coefficients de Montana à la station de Nîmes-Courbessac (1947-2009)

3.2.2 Construction des pluies de projet

L'estimation des débits de pointe par un modèle pluie-débit nécessite au préalable la construction de pluies de projet.

Celles-ci ont été construites par la méthode du double triangle préconisée par le laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier. La construction double triangle se justifie au regard de la forme que prennent généralement les épisodes pluvieux, caractérisés par une période de pluie relativement longue d'intensité soutenue, à l'intérieur de laquelle vient s'insérer un épisode plus court, caractérisé par une intensité très forte dont la période de retour est associée à la pluie de projet.

En accord avec le comité de pilotage, il a été choisi d'utiliser deux pluies de projet différentes selon les sous BV modélisés compte tenu de la variabilité des temps de concentration observés sur ceux-ci.

- ✓ **Pluie double triangle d'une durée totale de 3 h et d'intensité de 30 minutes**, associée aux sous bassins 1 et 3 ;
- ✓ **Pluie double triangle d'une durée totale de 3 h et d'intensité de 1 heure**, associée aux sous bassins 2, 4 et 5.

La durée de pluie totale de 3 h a été choisie légèrement supérieure à l'ordre de grandeur du temps de concentration global des bassins versant de la Levade et de la Javone.

La durée de pluie intense de 30 min correspond à l'ordre de grandeur des temps de concentration des sous-BV 1 et 3 **tandis que la durée de pluie intense de 1h** correspond à l'ordre de grandeur des temps de concentration des sous BV 2, 4 et 5.

Les cumuls sont calculés à partir des données statistiques de Nîmes-Courbessac.

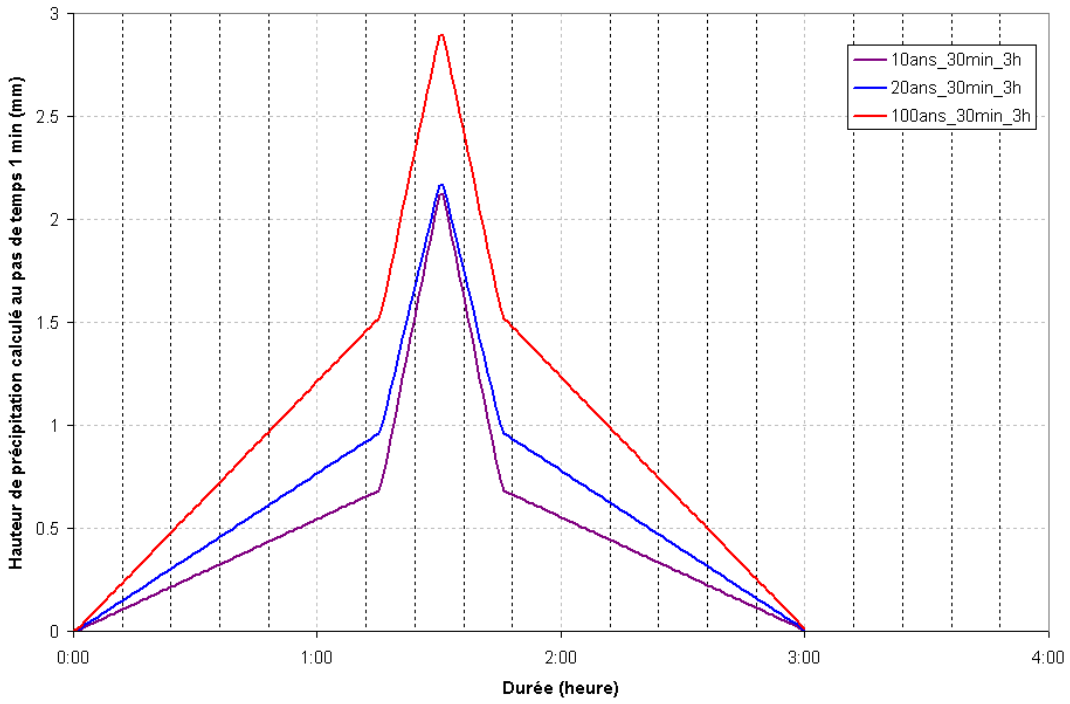


Illustration 10: Pluies de projet statistiques - occurrences 10, 20 et 100 ans (durée du pic 30 min - durée totale 3 h) appliquées aux BV 1 et 3

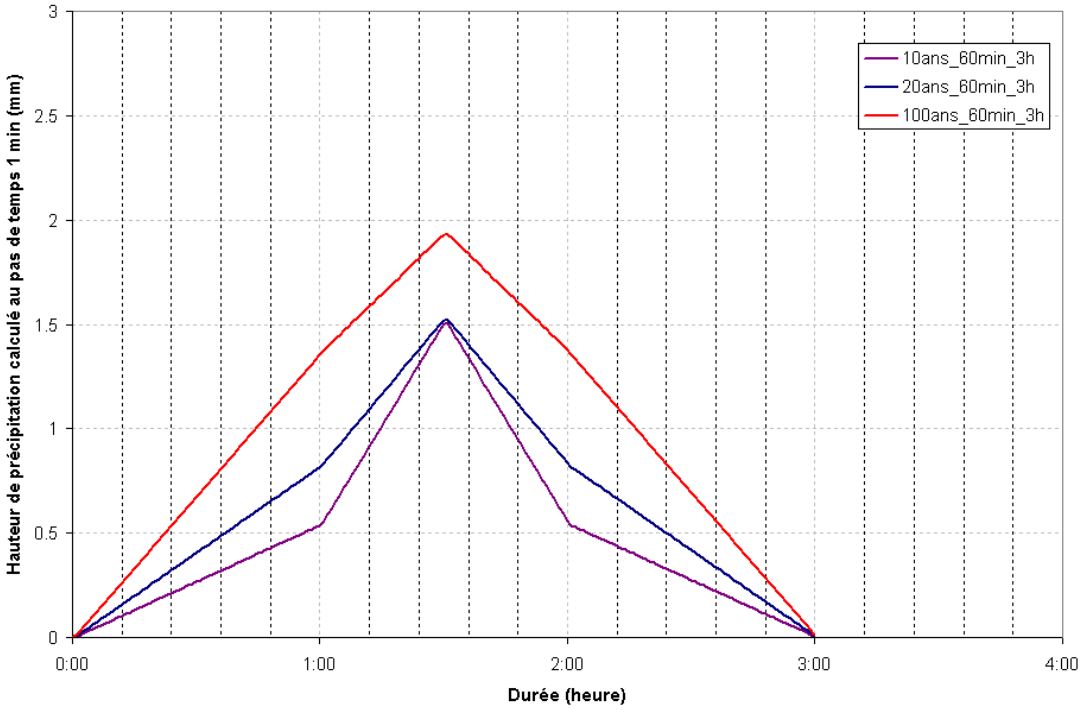


Illustration 11: Pluies de projet statistiques - occurrences 10, 20 et 100 ans (durée du pic 60 min - durée totale 3 h) appliquées aux BV 2, 4 et 5

4

ESTIMATION DES DEBITS DE CRUES

4.1 Méthodologie

La transformation des pluies de projet en débit de pointe sera réalisée pour chaque bassin versant par la méthode de transformation pluie-débit dite du réservoir linéaire. Cette méthode permet également d'estimer les débits de pointe générés en chaque sous-bassin versant par la pluie de septembre 2002.

Selon les demandes du comité de pilotage, les maxima des débits centennaux estimés par modèle pluie-débit seront comparés aux résultats issus des méthodes de Bressand-Golossov et du Gradex élaborée par le SPC Grand Delta.

Les maximas des débits décennaux et vicennaux estimés par le modèle pluie-débit seront pour leur part comparés aux résultats issus de la méthode rationnelle.

4.1.1 Estimation des débits de crues au moyen d'un modèle pluie-débit

La méthode utilisée, dite du simple et double réservoir linéaire, ainsi que le logiciel MOUSE sont présentés en annexe du présent rapport.

Voir annexe 1 : Présentation du logiciel MOUSE et de la méthode du simple et double réservoir linéaire

4.1.2 Calcul du débit centennal selon la méthode BG

Cette méthode est à utiliser pour le calcul des débits à période de retour 100 ans ou exceptionnelle et comprend :

- ✓ l'utilisation de la méthode rationnelle directement basée sur la pluviométrie centennale ;
- ✓ l'intégration de notion de seuil de ruissellement ou de rétention initiale.

Elle fait appel à la formule suivante :

$$Q_{100} = (C \times I \times A) / 360$$

Avec : A : Superficie du bassin versant (en ha)

Q : Débit (en m³/s)

I : Intensité centennale moyenne pendant une durée égale au temps de concentration du bassin versant, exprimée en mm/h

C : Coefficient de ruissellement calculé selon la méthode des experts

Temps de concentration calculé selon la formule de Bressand Golossov présentée précédemment

4.1.3 Calcul du débit centennal selon la méthode SPC Grand Delta

Le Service de Prévention des Crues du Grand Delta propose une méthodologie de calcul des crues de référence pour les petits bassins versants (< 400 km²) du département du Gard. Cette méthodologie pourra être confrontée aux résultats de la méthode FBG, généralement utilisée jusqu'alors dans le département.

Le principe consiste à appliquer la **méthode du Gradex** pour réaliser l'extrapolation depuis un débit de période de retour faible (inférieur ou égale à 10 ans) vers un débit centennal.

La loi de Gumbel est souvent utilisée pour ajuster les séries de pluies maximales et les débits correspondants. Dans ce cas, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées. La pente de cette droite est le GRAdient de cette distribution EXponentielle, d'où le nom de la méthode GRADEX.

Chercher le « GRADEX » des pluies observées consiste donc à procéder à l'ajustement des valeurs selon une distribution de Gumbel pour en déduire une estimation du paramètre b de la droite d'ajustement.

$$P = a + bu$$

avec P : cumul des pluies sur une durée D
u : variable réduite de Gumbel
b : gradex des pluies correspondant à la durée de pluie

La méthode du GRADEX a été conçue, mise au point, testée et validée par le groupe de recherche d'EDF (Guillot and Duband, 1967). Le principe de la méthode est de considérer que la droite de distribution des débits est parallèle à partir du point pivot, correspondant ici au temps de retour 10 ans, à celle des pluies. Cette méthode s'appuie sur différentes hypothèses :

- ✓ Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Etant donné la petite taille des bassins étudiés, nous n'appliquerons pas de coefficient d'abattement.
- ✓ Les pluies maximales et les débits correspondants (débits maximaux) suivent une même loi de distribution statistique, dite des "extrêmes" en raison de la nature du phénomène recherché (crues rares).
- ✓ Ceci exprime surtout le fait qu'à partir d'une certaine valeur de pluie, le comportement asymptotique du débit sera identique à celui des pluies. Selon les auteurs de cette méthode, ce seuil représente le taux de saturation du bassin qui est atteint après un événement pluviométrique qui provoque un débit décennal (point pivot considéré).

De manière générale, on peut ainsi postuler la relation suivante :

$$Q_{100} = Q_{10} + b * \ln (T_{100}/T_{10})$$

La méthode préconisée par le SPC grand Delta est présentée en annexe de même que l'ensemble des paramètres ayant présidés au calcul des débits selon la méthodologie SPCGD.

Voir annexe 2 : Méthodologie de calcul des crues de référence pour les petits bassins versants (< 400 km²)

Voir annexe 3 : Valeurs des paramètres ayant présidés au calcul des débits selon la méthode SPCGD

4.2 Crue historique des 8 et 9 septembre 2002

Nous avons choisi de calculer le débit de pointe de la crue des 8 et 9 septembre 2002 par la méthode de transformation pluie-débit dite du réservoir linéaire, à partir des données suivantes :

- **données pluviométriques reconstituées par le SPC au pas de temps 5 minutes sur le bassin versant de la roubine de Four dans lequel s'intègre les bassins versants de la Levade et de la Javone ;**
- du temps de réponse estimé sur base de la moyenne des temps de concentration calculés par les formules de Kirpich, Passini, Ventura et Bressand Golossov ;
- et du coefficient de ruissellement obtenu par la méthode des experts.

Les hydrogrammes de crues définis pour chacun des sous-bassins sont présentés ci-dessous pour l'événement de septembre 2002.

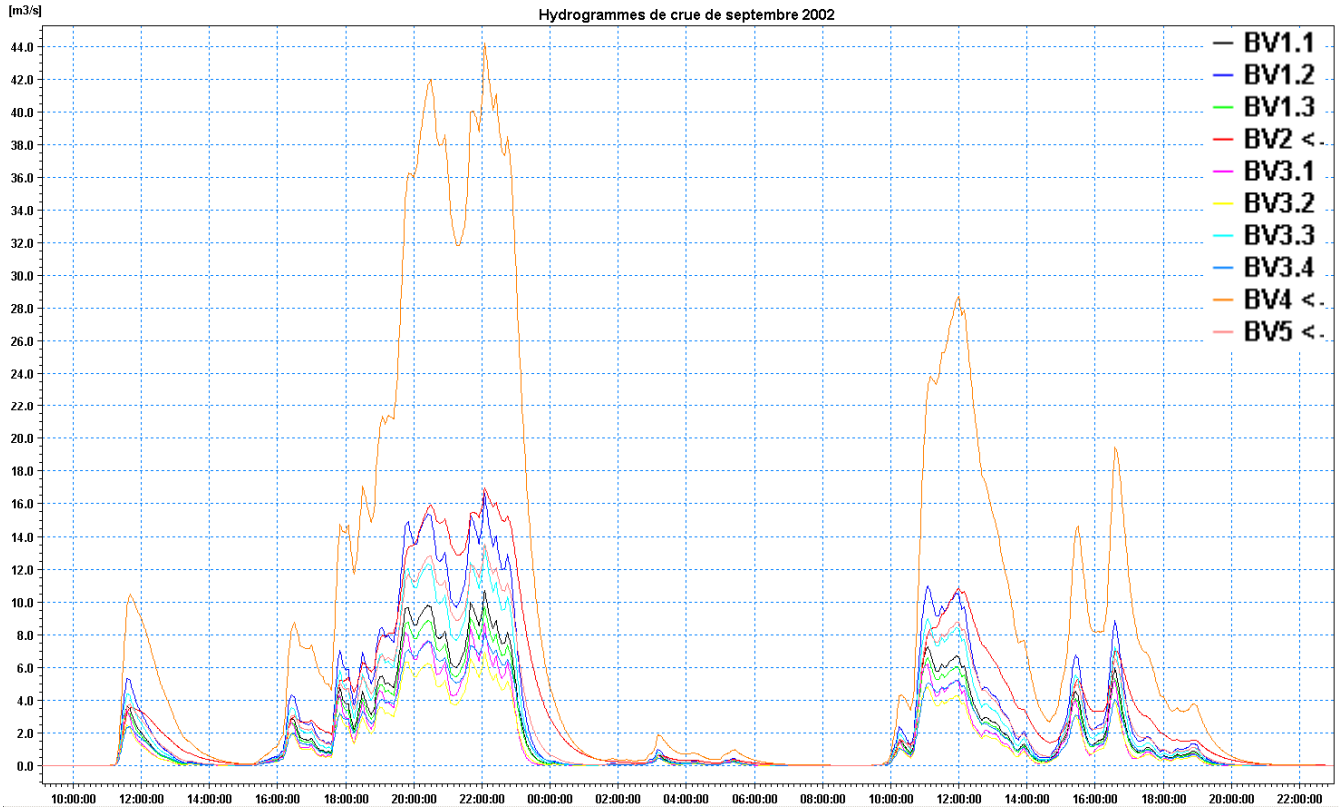


Illustration 12: Hydrogrammes de la crue de septembre 2002

Les résultats sont les suivants :

Bassin versant	Indice	Surface (ha)	Q max modèle du réservoir linéaire (m^3/s)
Javone	Sous BV 1.1	105	10.7
	Sous BV 1.2	170	16.6
	Sous BV 1.3	95	9.7
Plan de Saze	Sous BV 2	190	17.0
TOTAL exutoire Javone		**560**	**54**
Roubine de Saze	Sous BV 3.1	80	8.7
	Sous BV 3.2	65	6.9
	Sous BV 3.3	130	13.4
	Sous BV 3.4	80	8.1
Roubine de Domazan	Sous BV 4	480	44.2
Roubine de la Levade	Sous BV 5	140	13.5
TOTAL Exutoire Levade		**975**	**94.8**

Tableau 12 : Estimation des débits de pointe de la crue de septembre 2002

4.3 Estimation des débits de crues statistique

4.3.1 Débits décennaux et vicennaux

La méthode rationnelle a été utilisée en comparaison de celle dite du réservoir linéaire pour le calcul des débits de pointe de retour 10 ans et 20 ans à partir des pluies statistiques de Nîmes Courbessac. De manière générale, ces méthodes font appel aux paramètres suivants :

- ✓ un temps de concentration calculé par la moyenne des formules de Passini, Ventura, Kirpich et Bressan Golossov ;
- ✓ pour les pluies de 10 ans, un coefficient de ruissellement correspondant à la moyenne pondérée des coefficients de ruissellements selon l'occupation des sols ;
- ✓ pour les pluies de 20 ans, un coefficient de ruissellement calculé au moyen d'une adaptation de la méthode des experts.

La méthode du double réservoir linéaire utilise une pluie de projet double-triangle d'une **durée totale de 3 h et d'intensité égale à 30 minutes ou 1h** selon les bassins versants.

La méthode rationnelle utilise **une pluie d'intensité constante égale au temps de concentration** des bassins versants.

Les hydrogrammes de crues définis pour chacun des sous-bassins sont présentés ci-dessous pour chacune des occurrences envisagées.

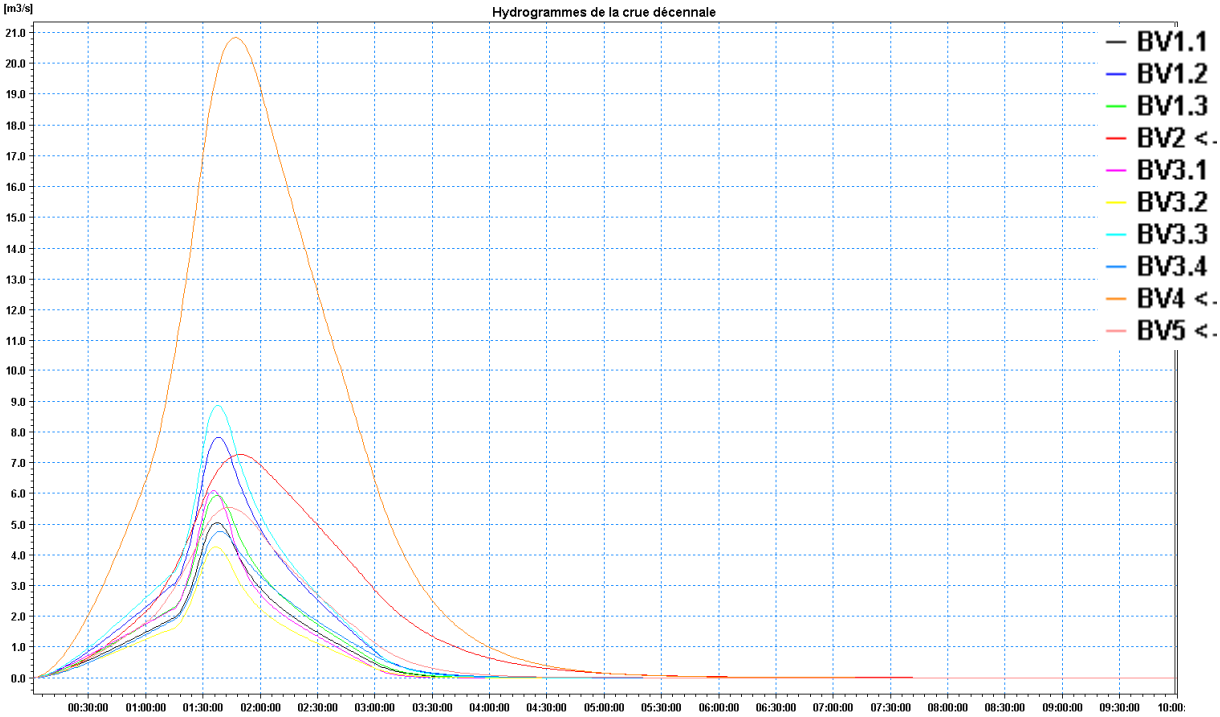


Illustration 13: Hydrogrammes de la crue de projet décennale

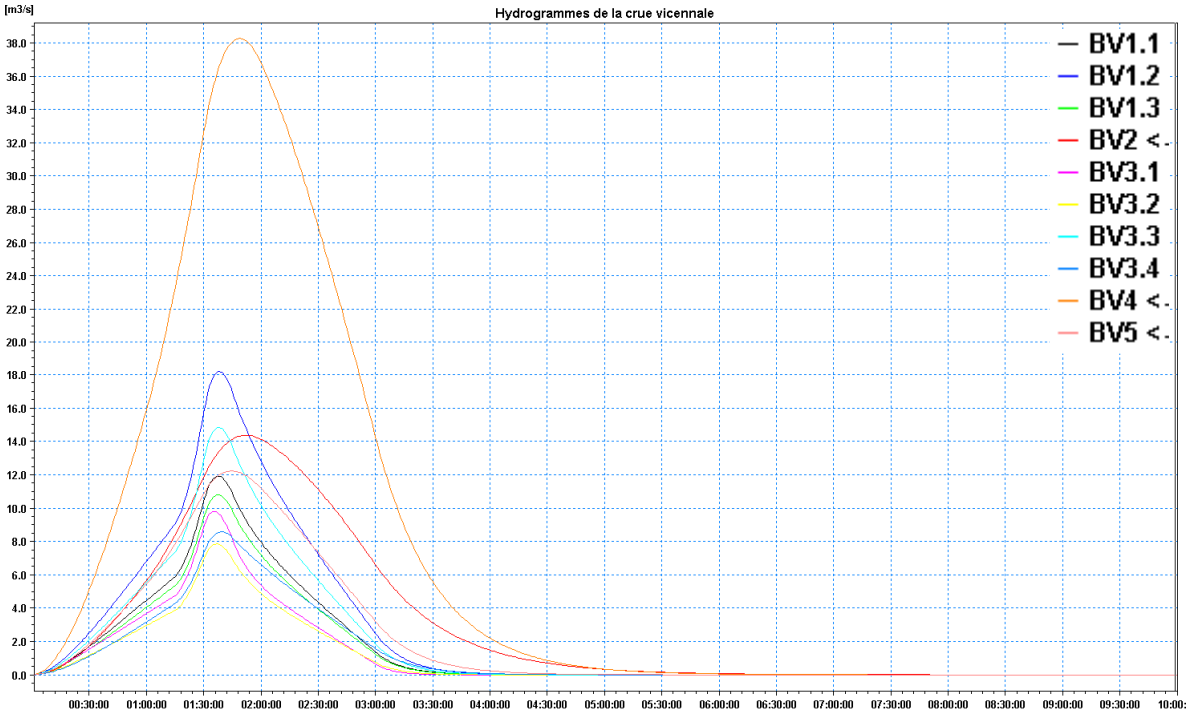


Illustration 14: Hydrogrammes de la crue de projet vicennale

Le tableau suivant reprend les débits maximaux estimés selon ces méthodes pour les différentes crues de projet.

Bassin versant	Indice	Surface (ha)	Méthode du réservoir linéaire		Méthode rationnelle	
			Q 10 max m³/s	Q 20 max m³/s	Q 10 max m³/s	Q 20 max m³/s
Javone	Sous BV 1.1	105	5.0	11.9	4.8	11.9
	Sous BV 1.2	170	7.8	18.2	7.6	17.7
	Sous BV 1.3	95	5.9	10.8	5.9	11.0
Plan de Saze	Sous BV 2	190	7.3	14.4	7.4	14.7
TOTAL exutoire Javone		**560**	**26.1**	**55.3**	**25.6**	**55.2**
Roubine de Saze	Sous BV 3.1	80	6.1	9.8	6.2	10.5
	Sous BV 3.2	65	4.3	7.8	4.4	8.2
	Sous BV 3.3	130	8.9	14.8	8.7	14.9
	Sous BV 3.4	80	4.8	8.6	4.6	8.4
Roubine de Domazan	Sous BV 4	480	20.8	38.3	21.8	40.7
Roubine de la Levade	Sous BV 5	140	5.5	12.2	5.8	13.4
TOTAL Exutoire Levade		**975**	**50.3**	**91.5**	**51.6**	**96.0**

Tableau 13 : Estimation des débits de pointe maximum pour les crues 10 ans et 20 ans

Les valeurs de débits maximums estimés à partir du modèle pluie-débit sont globalement similaires à celles issues de la méthode rationnelle pour les débits décennaux et vicennaux dans l'ensemble du domaine d'étude.

Nous proposons dès lors d'utiliser dans la suite de l'étude les résultats issus du modèle pluie-débit de SAFEGE.

4.3.2 Débits centennaux

Les méthodes BG et SPC ont été utilisées en comparaison de celle dite du réservoir linéaire pour le calcul des débits de pointe de retour 100 ans à partir des pluies statistiques de Nîmes Courbessac. Pour rappel, ces méthodes font appel aux paramètres suivants :

A- Méthode du double réservoir linéaire

- ✓ une pluie de projet double-triangle d'une durée totale de 3 h et d'intensité égale à 30 minutes ou 1h selon les bassins versants ;
- ✓ un temps de réponse égal à la moitié du temps de concentration calculé par la moyenne des formules de Passini, Ventura, Kirpich et Bressan Golossov ;
- ✓ pour les pluies de 100 ans, un coefficient de ruissellement calculé au moyen de la méthode des experts.

B- Méthode de Bressand Golossov

- ✓ une intensité égale à 30 minutes ou 1h selon les bassins versants ;
- ✓ un temps de concentration calculé par la formule de Bressan Golossov ;
- ✓ un coefficient de ruissellement calculé au moyen de la méthode des experts.

C- Méthode SPC Grand Delta

- ✓ une intensité égale à 30 minutes ou 1h selon les bassins versants ;
- ✓ un temps de concentration calculé par la formule de Passini ;
- ✓ extrapolation du débit centennal par la méthode du Gradex à partir du débit décennal calculé par la méthode rationnelle et pris comme valeur pivot.

Les hydrogrammes de crues définis pour chacun des sous-bassins sont présentés en page suivante.

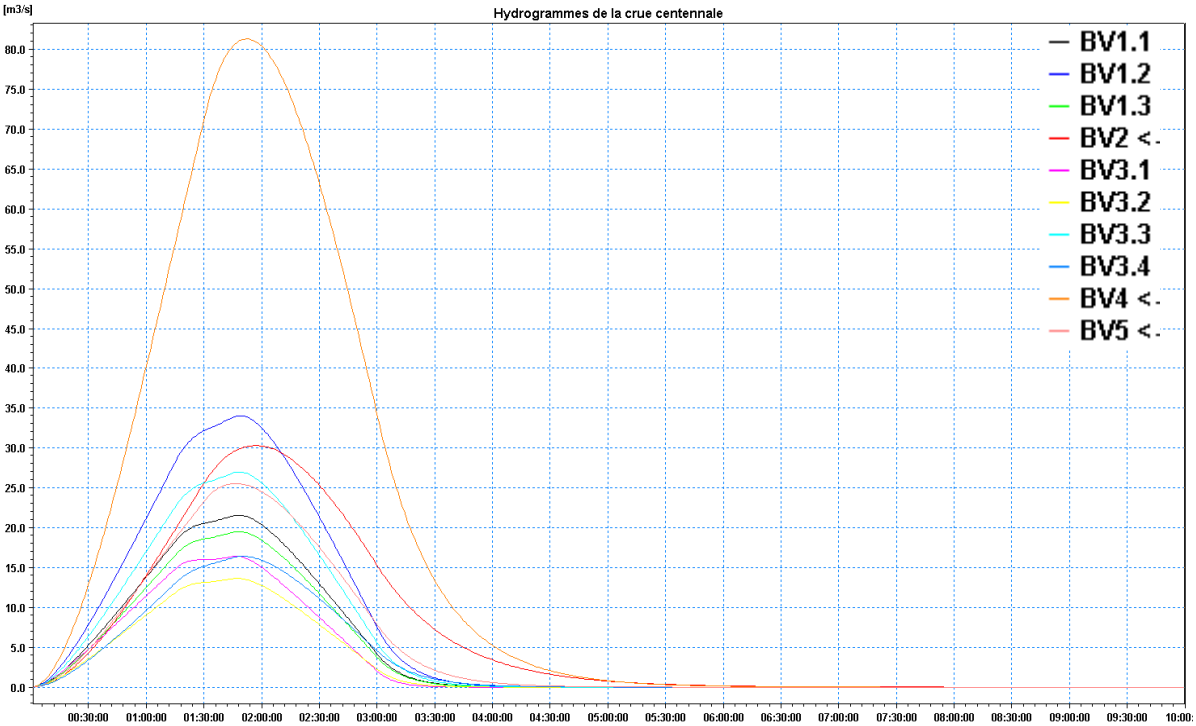


Illustration 15: Hydrogrammes de la crue de projet centennale

Les débits maximaux estimés selon ces méthodes pour les différentes crues de projets sont les suivants :

Bassin versant	*Indice*	*Surface (ha)*	*Méthode du réservoir*	*Bressand Golossov*	*SPC Grand Delta*	*Moyenne*
			Q 100 max m³/s	*Q 100 max m³/s*	*Q 100 max m³/s*	*Q 100 max m³/s*
Javone	Sous BV 1.1	105	21.5	24.3	26.3	23.6
	Sous BV 1.2	170	34.0	38.1	42.0	37.0
	Sous BV 1.3	95	19.5	21.8	25.0	21.7
Plan de Saze	Sous BV 2	190	30.2	38.9	38.6	34.2
TOTAL exutoire Javone		**560**	**105.2**	**123.1**	**131.9**	**116.4**
Roubine de Saze	Sous BV 3.1	80	16.4	25.1	12.5	18.5
	Sous BV 3.2	65	13.6	17.0	18.8	16.2
	Sous BV 3.3	130	26.9	31.0	35.3	30.2
	Sous BV 3.4	80	16.4	16.5	18.4	16.6
Roubine de Domazan	Sous BV 4	480	81.2	90.4	98.3	86.8
Roubine de la Levade	Sous BV 5	140	25.5	28.8	30.3	27.4
TOTAL Exutoire Levade		**975**	**180.0**	**208.9**	**213.7**	**195.6**

Tableau 14 : Estimation des débits de pointe maximum pour les crues 100 ans

Les valeurs obtenues à partir du modèle pluie-débit sont sensiblement inférieures (de l'ordre de 10 à 30 %) à celles issues des méthodes de BG et du SPC.

Ainsi que le fait remarquer le SPC, on notera que la méthodologie d'application du Gradex, tout comme la méthode BG, conduit à estimer la borne supérieure de l'intervalle de confiance dans lequel le débit centennal peut se situer.

Compte tenu de ces hypothèses, il semble raisonnable de retenir pour la suite de l'étude les résultats issus du modèle pluie-débit de SAFEGE, représentant mieux les spécificités du terrain.

Les débits spécifiques ainsi obtenus sont de l'ordre de 20 $m^3/s/km^2$. Ces valeurs sont couramment admises pour ces petits bassins versants gardois.

4.4 Comparaison avec les résultats d'études antérieures

Une comparaison des différentes études réalisées sur le secteur d'étude a été réalisée. Celles-ci ont proposé des débits estimés pour des évènements décennaux et centennaux.

En l'absence de données précises sur les méthodes utilisées, il est difficile de réaliser une analyse approfondie des différents débits estimés. Ils sont dès lors donnés à titre purement indicatifs.

Etude	Surface considérée (km^2)	Q10 (m^3/s)	Q10 spécifique ($m^3/s/km^2$)	Q100 (m^3/s)	Q100 spécifique ($m^3/s/km^2$)
SDAPI 2006	1,2	3,9	3,25	25	20,83
	9,7	31,4	3,24	197	20,31
SDAH 2007	3,66	36	9,84	92	25,14
	8,57	80	9,33	205	23,92
SIEE 2007	3,08	15,26	4,95	/	/
SAFEGE 2011	**3,55**	**24**	**6,76**	**73,5**	**20,7**
	9,75	**50,3**	**5,16**	**180**	**18,4**

Tableau 15 : Comparaison des résultats des études antérieures

L'ensemble des résultats collectés ont été comparés sur base du débit spécifique.

Les débits spécifiques proposés dans le SDAH pour les événements décennaux semblent fortement surévalués par rapport aux résultats issus des autres études. Ceci peut provenir de plusieurs facteurs, telle que l'intensité de la pluie retenue (non mentionnée dans le SDAH) ou des paramètres de la méthode SCS utilisée.

Les résultats proposés par SAFEGE sont également inférieurs aux résultats proposés par le SDAPI et le SDAH dans le cadre d'évènements centennaux. Ceux-ci se rapprochent sensiblement des résultats issus des méthodes BG et SPC basées sur des hypothèses reconnues comme conservatives.

On notera que l'approche hydrologique réalisée dans le cadre du SDAPI et du SDAH est faite à grande échelle. De fait, il n'est pas tenu compte des particularités des différents bassins versant.

SDAH – 2007 : Le calcul hydrologique a été réalisé au moyen du logiciel PHENIX développé par BRLi. La méthode de transformation pluie-débit utilisée est la méthode SCS. On retrouve ainsi :

- ✓ une fonction de production de type hydrogramme unitaire
- ✓ une fonction de propagation de type Muskingum
- ✓ une fonction d'écrêtement par laminage dans des ouvrages qui n'a toutefois pas été prise en compte dans le cas présent.

Les paramètres de calcul utilisés ne sont pas explicitement décrits (durée et intensité de la pluie de projet notamment).

SDAPI – 2006 : Le SDAPI utilise les pluies issues de la base SHYREG du CEMAGREF sans pour autant que soit précisé le point d'extraction de ces données. Le tableau suivant rassemble les quantiles de pluies utilisés pour construire les pluies de projet tenant compte d'un coefficient d'abattement.

Durée de la pluie	T = 10 ans	T = 20 ans	T = 50 ans	T = 100 ans
1 h	31	47	57	112
3 h	64	91	108	142
6 h	98	138	163	183
24h	176	248	302	369

Tableau 16 : Données SHYREG abattues (source : SDAPI)

De manière générale, les cumuls utilisés dans le SDAPI sont largement inférieurs aux cumuls utilisés dans le cadre de cette étude avec une exception notable pour les occurrences centennales correspondant aux durées 1h et 24 h.

Les temps de concentration ont été calculés sur base de la formule de Bressand Golossov et les coefficients de ruissellements sur base de la méthode des experts.

Les débits centennaux ont été estimés par la méthode S.C.S. Un modèle hydrologique (nommé ECRET, développé par ISL) a été mis en œuvre sur l'ensemble de la plaine Rhodanienne. Ce modèle rassemble :

- ✓ une fonction de production ou modèle pluie/débit de type hydrogramme unitaire
- ✓ une fonction de propagation de type Muskingum
- ✓ une fonction d'écrêtement par laminage dans des ouvrages non prise en compte dans les calculs

De même que pour le SDAH, les paramètres de calcul utilisés ne sont pas explicitement décrits (ni la durée des pluies de projets utilisées, ni les valeurs de temps de concentration retenues ne sont indiquées dans le rapport).

5

CONSTRUCTION DU MODELE HYDRAULIQUE

5.1 Description de l'outil

5.1.1 Architecture du modèle hydraulique

Afin de modéliser le secteur du Plan, il a été choisi d'utiliser le code MIKE FLOOD qui permet de réaliser un couplage 1D/2D (à l'aide des logiciels MIKE 11/MIKE 21).

La représentation des lits mineurs à l'aide de profils en travers dans un code filaire (1D) permet d'obtenir une bonne représentation des lignes d'eau et des débits. Les débits qui peuvent surverser sur les berges en rive gauche ou rive droite (par des lois de déversement) sont repris par le code bidimensionnel qui poursuit la propagation.

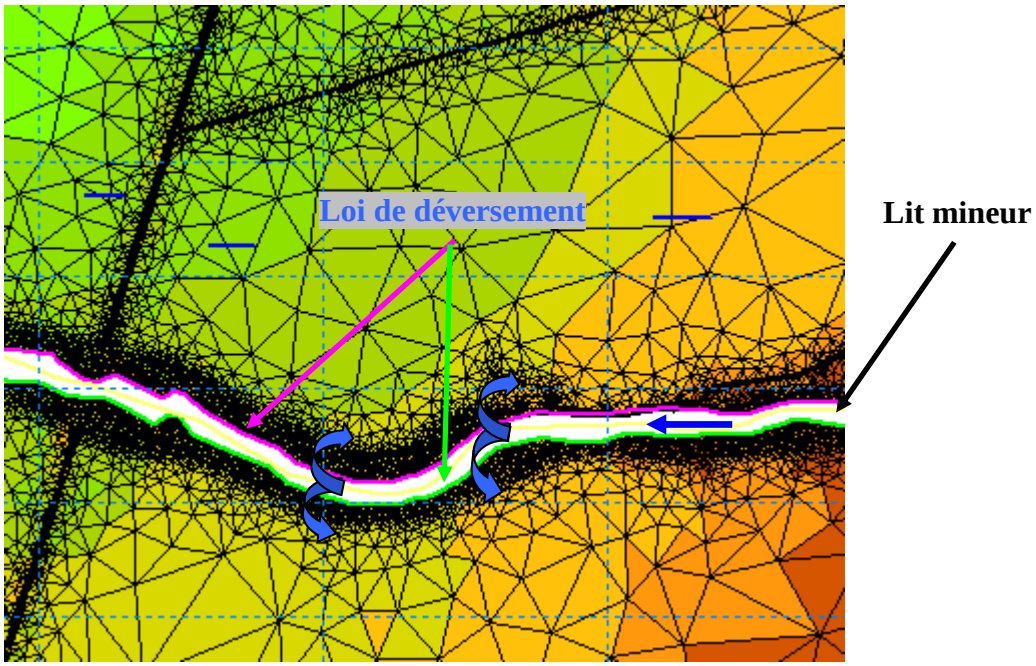


Illustration 16: Présentation du code de calcul

MIKE FLOOD est un outil qui permet d'associer des modèles à une dimension, qu'ils soient urbains (MOUSE/MIKE URBAN) ou fluviaux (MIKE 11), et des modèles à deux dimensions (MIKE 21), afin de permettre un couplage dynamique entre les deux représentations mathématiques des écoulements.

MIKE FLOOD est particulièrement adapté aux milieux tels que les plaines inondables, les estuaires, ou les zones urbaines, autorisant notamment la prise en compte du laminage de l'onde de crue. Il dispose ainsi d'un domaine d'application vaste (risque d'inondation et analyse détaillée des champs d'expansion, rupture de barrage et de digue).

5.1.2 Modèle hydraulique 1D (MIKE 11)

MIKE 11 est un modèle hydraulique à « casier » ou pseudo-bidimensionnel capable de modéliser la propagation d'onde de crue en régime transitoire, quel que soit le régime d'écoulement (fluvial ou torrentiel). La résolution des équations de Barré Saint Venant est réalisée à l'aide d'un schéma implicite en différence finie. MIKE 11 permet de décrire de façon illimitée tous les déversements notamment ceux qui ont lieu par-dessus des digues. Il permet aussi de décrire l'ensemble des ouvrages aménagés le long du linéaire d'un cours d'eau.

Les points forts de ce logiciel sont :

- ✓ la robustesse de son noyau de calcul qui permet d'étudier des écoulements torrentiels ou fluviaux en régime permanent ou transitoire ;
- ✓ la puissance et la souplesse des moyens de description du relief des zones à étudier (lits mineurs, ouvrages, digues...) ;
- ✓ les interfaces de présentation de la topologie du modèle hydraulique mis au point et d'édition des résultats (courbes d'évolution temporelle des hauteurs d'eau ou des débits, profils en travers en long).

Dans le modèle réalisé dans le cadre de cette étude, seuls les lits mineurs des différentes roubines et les ouvrages sont modélisés avec MIKE 11.

5.1.3 Modèle hydraulique 2D (MIKE 21)

Le module hydrodynamique de MIKE 21 permet de modéliser en 2D toute zone assujettie à des écoulements multidirectionnels. Il simule les variations du niveau d'eau et des débits en réponse à une quantité de variables (vent, marée, précipitation, évaporation, rugosité du lit…). Les équations de Barré Saint Venant sont résolues par la méthode des volumes finis.

La propagation des ondes de crue s'appuie sur un maillage créé à partir de données topographiques surfaciques. La création de ce maillage est une étape importante pour la modélisation.

MIKE 21 offre la possibilité de créer un maillage rectangulaire ou triangulaire suivant les différentes utilisations possibles. Les cotes des points du maillage sont ensuite obtenues par interpolation des points du semis. Les simulations permettent d'obtenir les niveaux d'eau et les composantes de la vitesse dans le domaine étudié.

Dans le modèle réalisé dans le cadre de cette étude, les lits majeurs des différentes roubines sont modélisés avec MIKE 21. Le modèle se compose de 75 000 mailles.

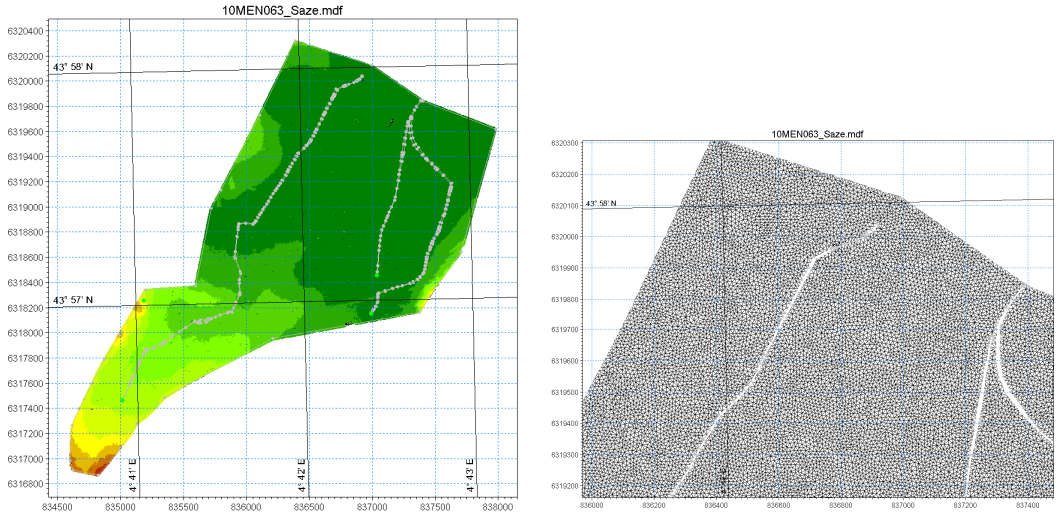


Illustration 17: Présentation du modèle et de son maillage

5.2 Données topographiques

Dans le cadre de la précision de l'aléa inondation en centre-ville, des levers topographiques de la roubine de Saze ont été réalisés, à savoir :

- 7 ouvrages hydrauliques ;
- 13 profils en travers en lit mineur.

Dans le cadre de l'étude menée sur le secteur du Plan, les éléments suivants ont fait l'objet de levers topographiques :

- 13 ouvrages hydrauliques, dont 4 sur la roubine de la Levade, un sur la roubine du Vallat Blanc et 8 sur la roubine de la Javone ;
- 61 profils en travers en lit mineur, dont 36 sur les roubines de la Levade et de Saze, 3 sur la roubine du Vallat Blanc et 22 sur la roubine de la Javone.

On notera par ailleurs que l'intégration des lits majeurs dans un modèle hydraulique 2D a nécessité des levers de points à grande précision. Un lever LIDAR de la zone d'étude a dès lors été réalisé en complément.

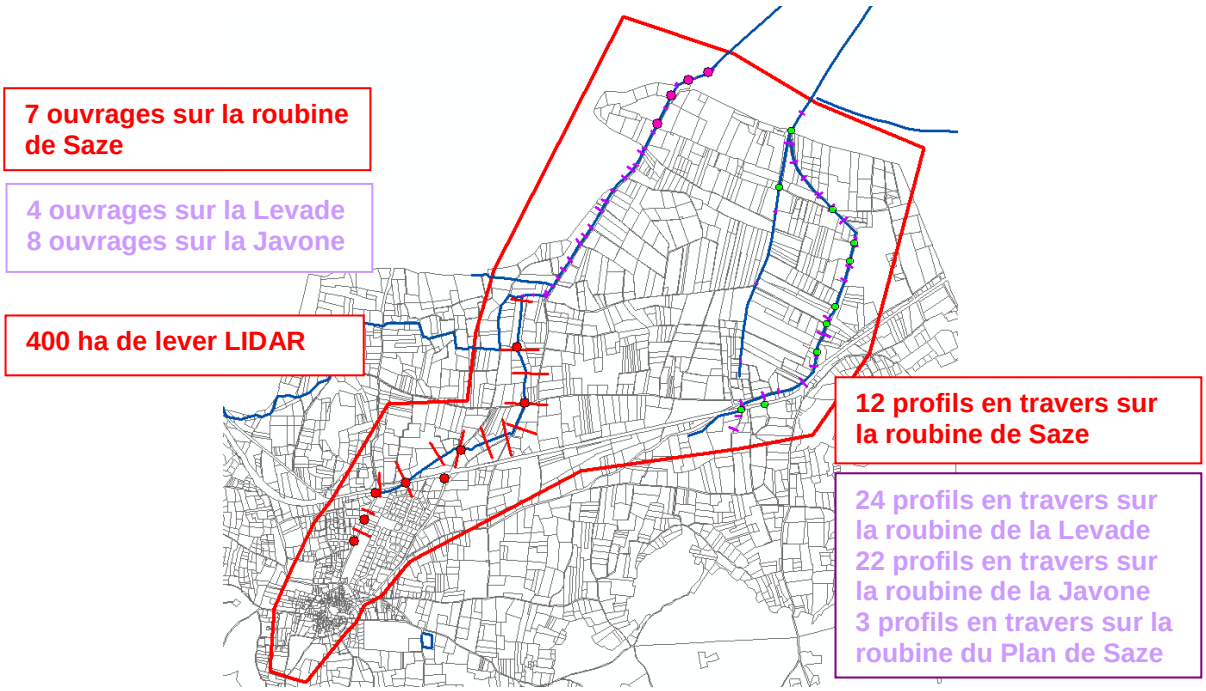


Illustration 18 : Données topographiques

La localisation précise des profils en travers est donnée est en annexe.

Voir annexe 4 : Localisation des profils en travers

5.3 Conditions limites

Les différents points d'injection des débits dans le modèle sont représentés sur l'illustration ci-après.

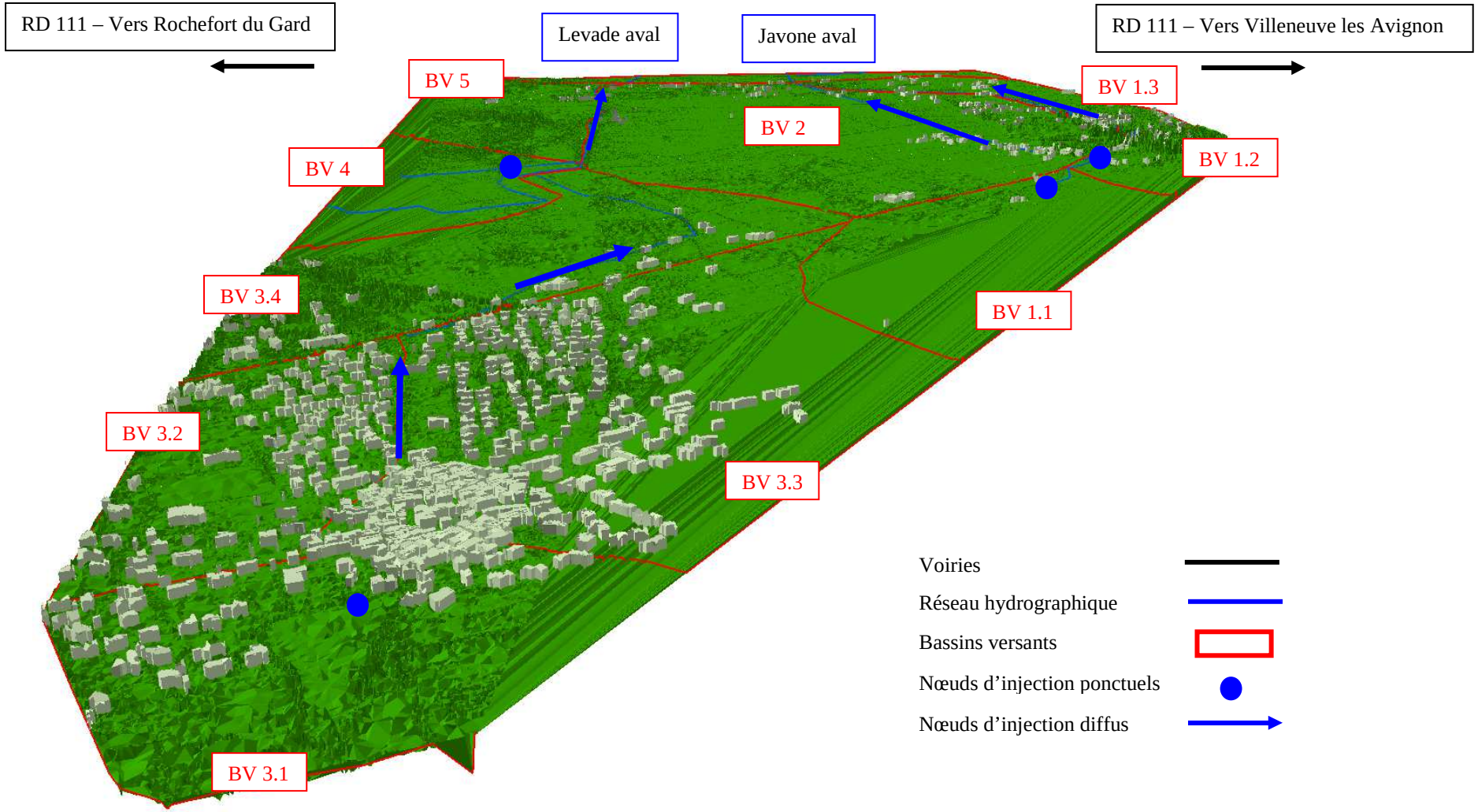


Illustration 19 : Localisation des points d'injection du débit dans une représentation 3D du secteur d'étude

6

ETUDE DE SENSIBILITE ET CALAGE DU MODELE

6.1 Sensibilité des paramètres du modèle

6.1.1 Sources d'incertitudes

Les sources d'incertitudes pouvant influencer les résultats du modèle sont nombreuses :

- ✓ hydrologie : la détermination des débits de projet repose sur plusieurs sources d'incertitude liées aux différents paramètres de calcul, à savoir entre autres :
  - o les temps de concentration qui définissent la durée et l'intensité de la pluie retenue de même que le temps de réponse du bassin versant ;
  - o les coefficients de ruissellement qui interviennent directement dans le calcul des débits ;
- ✓ hydraulique : la détermination des hauteurs d'eau en sortie de projet repose, outre sur la robustesse du système de calcul du modèle, également sur la qualité des données topographiques utilisées. En l'occurrence, la précision apportée par les levers en lit majeur est de l'ordre de 5 à 8 cm. Les levés réalisés en lit mineur présentent une précision de 2 à 3 cm.

Afin de définir leur incidence sur les résultats des tests de sensibilité sont réalisés sur les principaux paramètres d'entrée du modèle.

6.1.2 Objectif de l'analyse de sensibilité

L'objectif d'une analyse de sensibilité est de permettre à l'utilisateur d'évaluer l'impact relatif des paramètres d'entrée sur les résultats de la simulation.

D'un point de vue hydrologique et hydraulique, une étude de sensibilité est nécessaire pour mesurer l'impact de chaque variable ou paramètre sur le débit et par conséquent, estimer les erreurs possibles issues d'une incertitude dans les données. Elle nous aide aussi à vérifier la fiabilité des modèles et à faciliter leurs calages (Chocat, 1997).

L'analyse de sensibilité est définie comme la quantification de l'effet d'une ou de plusieurs variables d'entrée sur la ou les variables de sortie.

En premier lieu, l'analyse a été faite pour l'estimation des débits au travers du modèle pluie-débit. Les variables principales que nous prendrons en considération sont le temps de concentration au travers du temps de réponse du bassin versant et le coefficient de ruissellement.

Dans un second temps, la sensibilité des paramètres d'entrées du modèle hydraulique est testée, à savoir le débit de pointe et le coefficient de rugosité.

Pour chacun de ces paramètres, l'étude de sensibilité a été établie pour trois valeurs : la première étant la valeur de référence calculée, les deux autres constituant les marges de sensibilité dont la première est supérieure et l'autre est inférieure. Les variations sont ensuite rapportées en pourcentage.

Afin d'évaluer la sensibilité de la variable de sortie par rapport à des modifications sur les variables d'entrée, des courbes illustrant les résultats donnent le taux de variation de la valeur de sortie Ts en fonction du taux de variation de chaque variable d'entrée V_E :

$$T_S = ((V_E - V_{E\,réf})/V_{E\,réf}) \times 100$$

Où : T_S : Taux de variation de la variable analysée ;

$V_{E\,réf}$: Valeur de référence de la variable analysée ;

V_E : Valeur correspondant à une variation donnée de la variable analysée.

6.1.3 Sensibilité du débit de pointe aux paramètres hydrologiques

Nous avons étudié l'influence de deux paramètres principaux sur le calcul du débit de pointe, à savoir le temps de réponse et le coefficient de ruissellement. Afin de vérifier leur influence, nous les avons fait varier de +/- 10% par rapport à la valeur de référence utilisée pour le calage de la crue de 2002.

A- Variation du coefficient de ruissellement

BV	Surface	Débit de référence	Cr référence	Cr (-10%)	Variation du débit (pour un Cr de -10%)		Cr (+10%)	Variation du débit (pour un Cr de +10%)	
	ha	m³/s			m³/s	(%)		m³/s	(%)
1.1	105.00	10.7	0.47	0.42	9.6	**-10.6**	0.52	11.8	**10.6**
1.2	170.00	16.6	0.46	0.41	14.8	**-10.9**	0.51	18.4	**10.9**
1.3	95.00	9.7	0.47	0.43	8.9	**-8.5**	0.52	10.7	**10.6**
2	190.00	17.0	0.48	0.44	15.5	**-8.3**	0.53	18.7	**10.4**
3.1	80.00	8.7	0.47	0.42	7.8	**-10.6**	0.51	9.4	**8.5**
3.2	65.00	6.9	0.48	0.43	6.2	**-10.4**	0.53	7.6	**10.4**
3.3	130.00	13.4	0.48	0.43	12.0	**-10.4**	0.53	14.8	**10.4**
3.4	80.00	8.1	0.49	0.44	7.2	**-10.2**	0.54	8.9	**10.2**
4	480.00	44.2	0.48	0.43	39.6	**-10.4**	0.53	48.8	**10.4**
5	140.00	13.5	0.48	0.43	12.1	**-10.4**	0.53	14.9	**10.4**

Tableau 17 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du coefficient de ruissellement

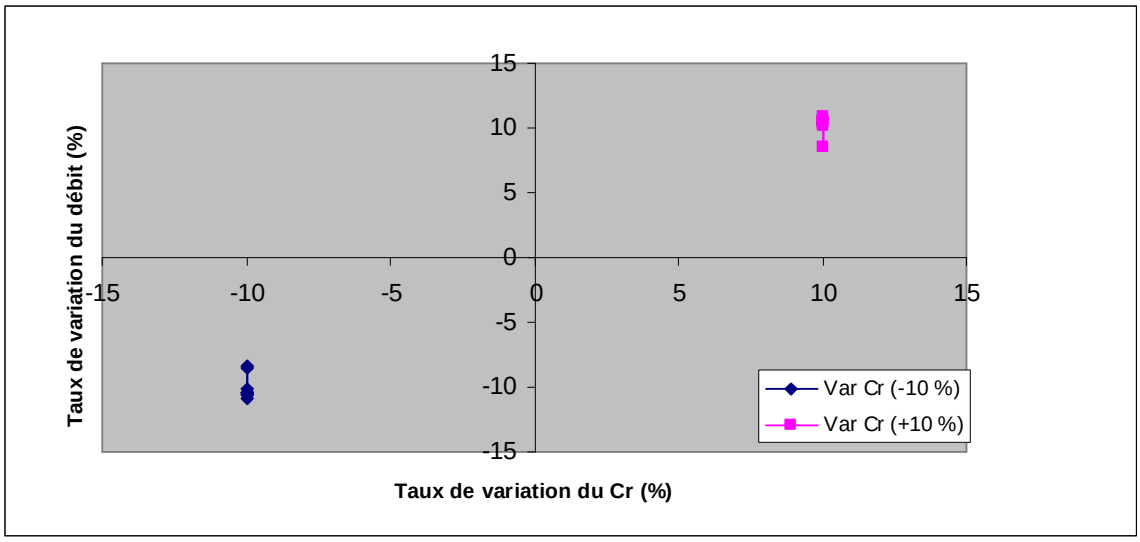


Illustration 20 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du coefficient de ruissellement

Les résultats dans le tableau montrent qu'une variation de 10 % du coefficient de ruissellement induit une variation de débit d'un ordre de grandeur similaire dans un intervalle compris entre 8,3 et 10,9 %.

B- Variation du temps de réponse

BV	Surface	Débit de référence	Lag time référence	Lag time (-10%)	Variation du débit (pour un Lag time de -10%)		Lag time (+10%)	Variation du débit (pour un Lag time de +10%)	
	ha	m³/s			m³/s	(%)		m³/s	(%)
1.1	105.00	10.7	14	13	10.8	**1.1**	16	10.5	**-1.9**
1.2	170.00	16.6	16	15	16.8	**1.0**	18	16.3	**-1.7**
1.3	95.00	9.7	14	13	9.8	**1.1**	15	9.6	**-1.0**
2	190.00	17.0	40	36	17.2	**1.5**	43	16.8	**-1.0**
3.1	80.00	8.7	9	8	8.8	**1.8**	10	8.6	**-1.5**
3.2	65.00	6.9	12	11	7.0	**1.3**	13	6.8	**-1.2**
3.3	130.00	13.4	15	14	13.5	**1.0**	17	13.1	**-1.8**
3.4	80.00	8.1	20	18	8.2	**1.6**	22	7.9	**-1.4**
4	480.00	44.2	32	29	44.8	**1.4**	35	43.6	**-1.3**
5	140.00	13.5	23	21	13.7	**1.4**	26	13.3	**-1.8**

Tableau 18 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du temps de réponse

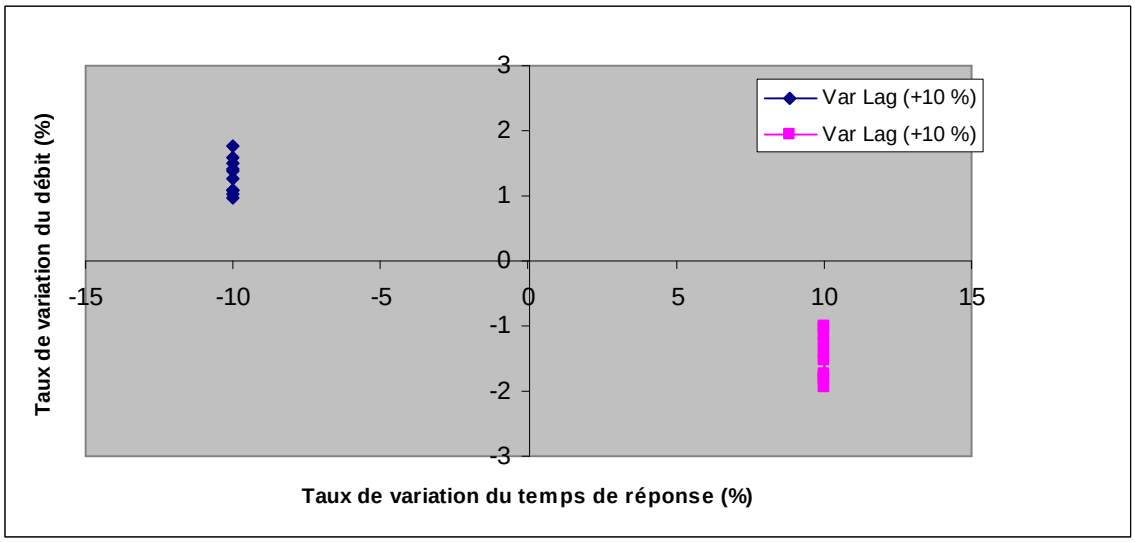


Illustration 21 : Taux de variation du débit de pointe en fonction de la variation du temps de réponse

La variation du débit de pointe est inversement proportionnelle à la variation du temps de réponse comme on peut le constater directement dans ces résultats.

Par ailleurs, l'impact d'une sous-estimation ou surestimation du temps de réponse sur le débit de pointe est beaucoup moins important qu'il ne peut l'être pour le coefficient de ruissellement. Les résultats présentés dans le tableau précédent montrent qu'une variation de 10 % du temps de réponse induit une variation de débit d'un ordre de grandeur moindre dans un intervalle compris entre 1 et 1,9 %. La sensibilité du modèle à une variation du temps de réponse est de ce fait relativement faible.

6.1.4 Sensibilité des hauteurs d'eau aux paramètres de débits et de rugosité

A- Variation du débit

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Variation des lignes d'eau (pour un débit de -10%)		Variation des lignes d'eau (pour un débit de +10%)	
		m NGF	m NGF	%	m NGF	%
Levade	1	78.09	78.08	-0.012	78.1	0.014
	2	77.26	77.24	-0.030	77.29	0.035
	3	75.89	75.87	-0.029	75.91	0.029
	4	71.60	71.55	-0.071	71.64	0.053
	5	70.91	70.87	-0.051	70.93	0.034
	6	68.92	68.87	-0.071	68.96	0.057
	7	67.99	67.94	-0.072	68.03	0.060
	8	66.93	66.89	-0.067	66.97	0.055
	9	65.80	65.77	-0.052	65.83	0.039
	10	62.53	62.49	-0.058	62.56	0.050
	11	61.57	61.54	-0.052	61.6	0.047
	12	59.70	59.70	-0.005	59.71	0.010
	13	59.62	59.59	-0.047	59.64	0.042
	14	59.35	59.33	-0.030	59.36	0.020
	15	59.27	59.26	-0.027	59.29	0.027
	16	59.21	59.19	-0.024	59.22	0.022
	17	59.14	59.12	-0.030	59.15	0.025
	18	59.06	59.04	-0.032	59.08	0.030
	19	58.98	58.97	-0.025	59	0.034
	20	58.95	58.93	-0.027	58.96	0.025
	21	58.88	58.86	-0.039	58.9	0.034
	22	58.80	58.78	-0.031	58.81	0.022
	23	58.68	58.67	-0.026	58.7	0.029
	24	58.54	58.53	-0.019	58.55	0.014
	25	58.49	58.48	-0.019	58.5	0.022
	26	58.34	58.33	-0.014	58.35	0.019
	27	58.32	58.31	-0.017	58.33	0.012
	28	58.20	58.19	-0.019	58.21	0.022
	29	58.20	58.19	-0.015	58.21	0.015
	30	58.14	58.14	-0.012	58.15	0.014
	31	58.03	58.03	-0.005	58.03	0.000
	32	58.09	58.08	-0.015	58.1	0.021
	33	57.51	57.50	-0.023	57.52	0.017
	34	56.58	56.58	-0.009	56.59	0.011
	35	55.77	55.77	-0.007	55.77	0.002
	36	53.65	53.65	-0.009	53.66	0.013
Plan de Saze	1	56.90	56.79	-0.201	57.01	0.193
	2	56.89	56.79	-0.169	56.99	0.184
	3	56.84	56.71	-0.245	56.98	0.239
	4	56.61	56.52	-0.166	56.71	0.175

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Variation des lignes d'eau (pour un débit de -10%)		Variation des lignes d'eau (pour un débit de +10%)	
		m NGF	m NGF	%	m NGF	%
Javone	1	59.73	59.69	-0.065	59.75	0.037
	2	59.661	59.622	-0.065	59.68	0.032
	3	59.484	59.429	-0.093	59.52	0.060
	4	59.16	59.144	-0.027	59.18	0.034
	5	59.195	59.181	-0.024	59.2	0.008
	6	59.27	59.241	-0.049	59.29	0.034
	7	59.267	59.228	-0.066	59.29	0.039
	8	59.257	59.219	-0.064	59.28	0.039
	9	59.012	59.005	-0.012	59.02	0.014
	10	58.51	58.505	-0.009	58.51	0.000
	11	57.64	57.635	-0.009	57.64	0.000
	12	57.61	57.606	-0.007	57.61	0.000
	13	57.394	57.389	-0.009	57.4	0.010
	14	57.251	57.228	-0.040	57.27	0.033
	15	57.196	57.172	-0.042	57.22	0.042
	16	56.803	56.751	-0.092	56.87	0.118
	17	56.702	56.629	-0.129	56.78	0.137
	18	56.683	56.606	-0.136	56.77	0.153
	19	56.618	56.516	-0.180	56.72	0.180
	20	56.617	56.514	-0.182	56.72	0.182
	21	56.616	56.513	-0.182	56.72	0.183
	22	53.481	53.368	-0.212	53.62	0.259

Tableau 19 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du débit

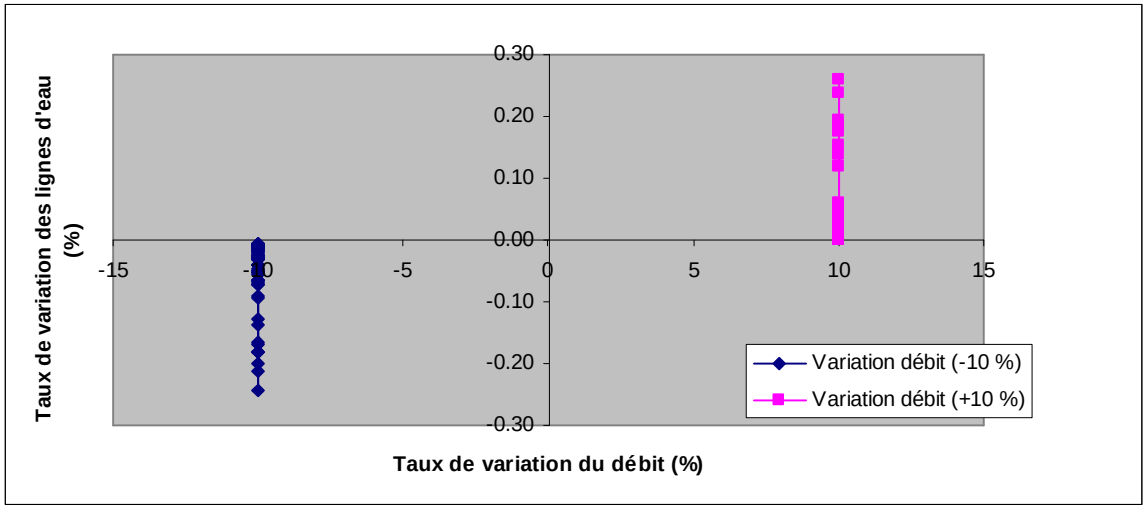


Illustration 22 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du débit

La variation des lignes d'eau est faible par rapport à la variation du débit. Ceci s'explique largement par la prise en compte par le modèle de l'étalement des crues

en lits majeurs en cas de débordement et par le laminage du débit à l'amont des ouvrages hydrauliques dont la section est le plus souvent insuffisante. La sensibilité du modèle à une variation du débit est de ce fait relativement faible.

B- Variation du coefficient de rugosité de Manning/Strickler

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Variation des lignes d'eau (pour un Crug de -10%)		Variation des lignes d'eau (pour un Crug de +10%)	
		m NGF	m NGF	%	m NGF	%
Levade	1	78.09	78.086	-0.004	78.092	0.004
	2	77.26	77.271	0.010	77.256	-0.009
	3	75.89	75.855	-0.044	75.92	0.042
	4	71.60	71.586	-0.022	71.617	0.021
	5	70.91	70.912	0.008	70.899	-0.010
	6	68.92	68.876	-0.065	68.953	0.046
	7	67.99	67.946	-0.063	68.02	0.046
	8	66.93	66.909	-0.036	66.956	0.034
	9	65.80	65.824	0.030	65.787	-0.026
	10	62.53	62.486	-0.069	62.57	0.066
	11	61.57	61.579	0.013	61.564	-0.011
	12	59.70	59.696	-0.013	59.722	0.030
	13	59.62	59.604	-0.018	59.624	0.015
	14	59.35	59.36	0.020	59.337	-0.019
	15	59.27	59.269	-0.008	59.276	0.003
	16	59.21	59.205	-0.003	59.208	0.002
	17	59.14	59.129	-0.010	59.141	0.010
	18	59.06	59.057	-0.008	59.065	0.005
	19	58.98	58.976	-0.007	58.983	0.005
	20	58.95	58.941	-0.007	58.947	0.003
	21	58.88	58.874	-0.010	58.884	0.007
	22	58.80	58.793	-0.007	58.8	0.005
	23	58.68	58.677	-0.010	58.688	0.009
	24	58.54	58.538	-0.007	58.545	0.005
	25	58.49	58.485	-0.003	58.49	0.005
	26	58.34	58.331	-0.014	58.345	0.010
	27	58.32	58.324	0.002	58.321	-0.003
	28	58.20	58.185	-0.021	58.205	0.014
	29	58.20	58.199	-0.003	58.202	0.002
	30	58.14	58.142	0.000	58.141	-0.002
	31	58.03	58.019	-0.019	58.038	0.014
	32	58.09	58.114	0.045	58.064	-0.041
	33	57.51	57.544	0.059	57.477	-0.057
	34	56.58	56.588	0.007	56.578	-0.011
	35	55.77	55.76	-0.016	55.775	0.011
	36	53.65	53.616	-0.069	53.679	0.048
Plan de Saze	1	56.90	56.893	-0.012	56.909	0.016
	2	56.89	56.879	-0.011	56.892	0.012
	3	56.84	56.833	-0.019	56.854	0.018
	4	56.61	56.61	-0.002	56.617	0.011

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Variation des lignes d'eau (pour un Crug de -10%)		Variation des lignes d'eau (pour un Crug de +10%)	
		m NGF	m NGF	%	m NGF	%
Javone	1	59.73	59.707	-0.035	59.736	0.013
	2	59.661	59.642	-0.032	59.67	0.015
	3	59.484	59.437	-0.079	59.522	0.064
	4	59.16	59.146	-0.024	59.176	0.027
	5	59.195	59.2	0.008	59.189	-0.010
	6	59.27	59.241	-0.049	59.298	0.047
	7	59.267	59.24	-0.046	59.286	0.032
	8	59.257	59.242	-0.025	59.268	0.019
	9	59.012	59.008	-0.007	59.015	0.005
	10	58.51	58.503	-0.012	58.518	0.014
	11	57.64	57.632	-0.014	57.646	0.010
	12	57.61	57.616	0.010	57.603	-0.012
	13	57.394	57.395	0.002	57.392	-0.003
	14	57.251	57.251	0.000	57.252	0.002
	15	57.196	57.202	0.010	57.191	-0.009
	16	56.803	56.77	-0.058	56.838	0.062
	17	56.702	56.678	-0.042	56.725	0.041
	18	56.683	56.662	-0.037	56.704	0.037
	19	56.618	56.613	-0.009	56.626	0.014
	20	56.617	56.616	-0.002	56.622	0.009
	21	56.616	56.615	-0.002	56.621	0.009
	22	53.481	53.412	-0.129	53.549	0.127

Tableau 20 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du coefficient de rugosité de Manning Strickler

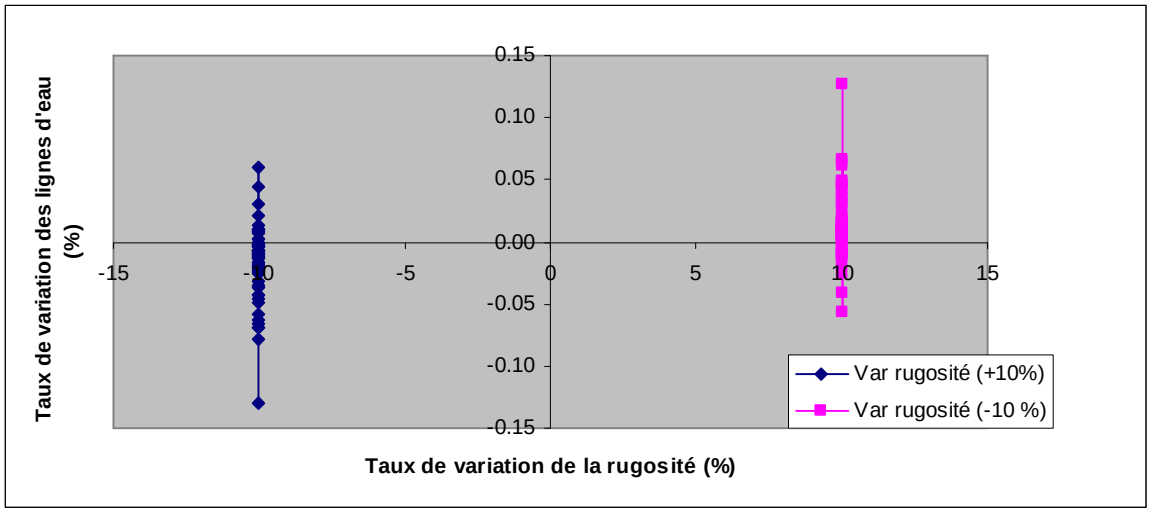


Illustration 23 : Taux de variation des lignes d'eau en fonction de la variation du coefficient de rugosité de Manning Strickler

De manière générale, une augmentation du coefficient de rugosité (coefficient de Manning) induit une diminution de la vitesse d'écoulement et parallèlement une augmentation des lignes d'eau. Une diminution de ce coefficient accélère l'écoulement, ce qui entraîne une diminution des lignes d'eau sur certains tronçons

concomitante avec une augmentation aux endroits où se produit une accumulation des eaux (le plus souvent à l'amont de singularités hydrauliques de type rétrécissement du lit ou au droit des ouvrages hydrauliques limitants).

La variation des lignes d'eau est faible par rapport à la variation du coefficient de rugosité. De même que pour les variations de débits, ceci s'explique largement par la prise en compte par le modèle de l'étalement des crues en lits majeurs en cas de débordement et par le laminage du débit à l'amont des ouvrages hydrauliques dont la section est le plus souvent insuffisante. La sensibilité du modèle à une variation du coefficient de rugosité est de ce fait relativement faible.

6.2 Calage du modèle sur la crue de septembre 2002

En l'absence de mesures débitmétriques sur le réseau modélisé, nous avons vérifié que le modèle reproduise bien dans leur ampleur et leurs caractéristiques les désordres observés sur la zone d'étude à cette période (extension du champ d'inondation et données de plus hautes eaux collectées en phase 1 de l'étude).

Sur base des informations recueillies auprès de la commune et des riverains, une trentaine de données de hauteurs d'eau atteintes lors des évènements de 2002 ont été répertoriées sur le territoire communal. Ces données de hauteurs d'eau ont été localisées sur la carte 5 présentée en première phase de l'étude.

Il convient de noter que nous ne disposons d'aucune laisse de crue ou de photos du niveau des plus hautes eaux atteint en ces différents points nous permettant de valider ces informations. Ces données, issues de dires de riverains, n'ont par ailleurs pas toutes été validées par la mairie.

Nous considèrerons que ces données de hauteur d'eau restent dès lors uniquement indicatives de hauteurs probablement atteintes. Par ailleurs, seules les données considérées comme étant les plus pertinentes par la mairie ont été retenues pour le calage du modèle. En collaboration avec la mairie, nous avons également réalisé une délimitation de l'emprise probable des zones inondées en 2002.

La carte 8a reprend l'emprise de la zone inondée en septembre 2002 ainsi que les classes de hauteurs d'eau modélisées.

Voir annexe 7 – carte 8a : Emprise de la zone inondée en septembre 2002

Un profil en long des lignes d'eau modélisées en lit mineur est présenté en annexe de même que les données de calage et un tableau comparant les hauteurs d'eau modélisées au droit des PHE les plus caractéristiques répertoriées sur la commune.

Voir annexe 5 : Données de calage

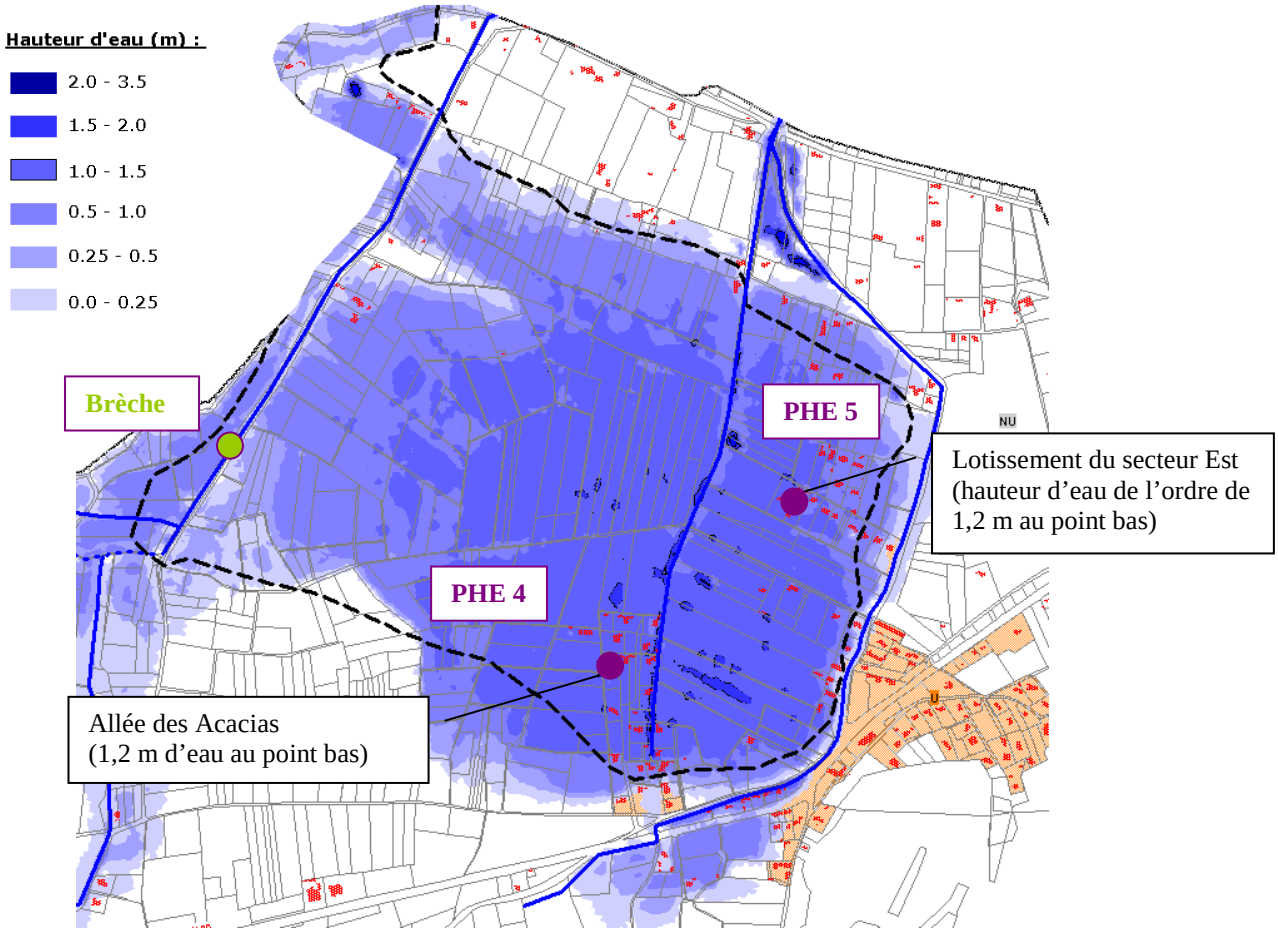


Illustration 24 : Crue de septembre 2002 – secteur du Plan

Des surverses se sont produites au niveau des digues de la Levade et de la Javone entraînant une inondation du secteur du Plan sous des hauteurs d'eau dépassant 1 m en certains endroits. L'emprise de la zone inondée correspond globalement à celle délimitée par la commune (en pointillé noir).

La modélisation de la crue de septembre 2002 intègre par ailleurs la brèche principale qui s'est produite à l'amont de la digue de la Levade sur une longueur d'une quinzaine de mètres. Nous n'avons pas tenu compte des dégradations survenues sur la digue au droit des zones de surverses en l'absence de données précises quant à la hauteur exacte de ces brèches. Il semble en effet que ces dégradations n'aient pas engendré une ruine totale de l'ouvrage jusqu'à son pied de digue.

L'amont du village (secteur sud) est touché par un risque de ruissellement provenant des versants amont. Il se présente sous forme d'une lame d'eau d'une hauteur moyenne d'une vingtaine de centimètres. Ce ruissellement se concentre au niveau de la rue de la Carrierette avant de rejoindre l'allée des Platanes et d'inonder le lotissement «Les Hameaux».

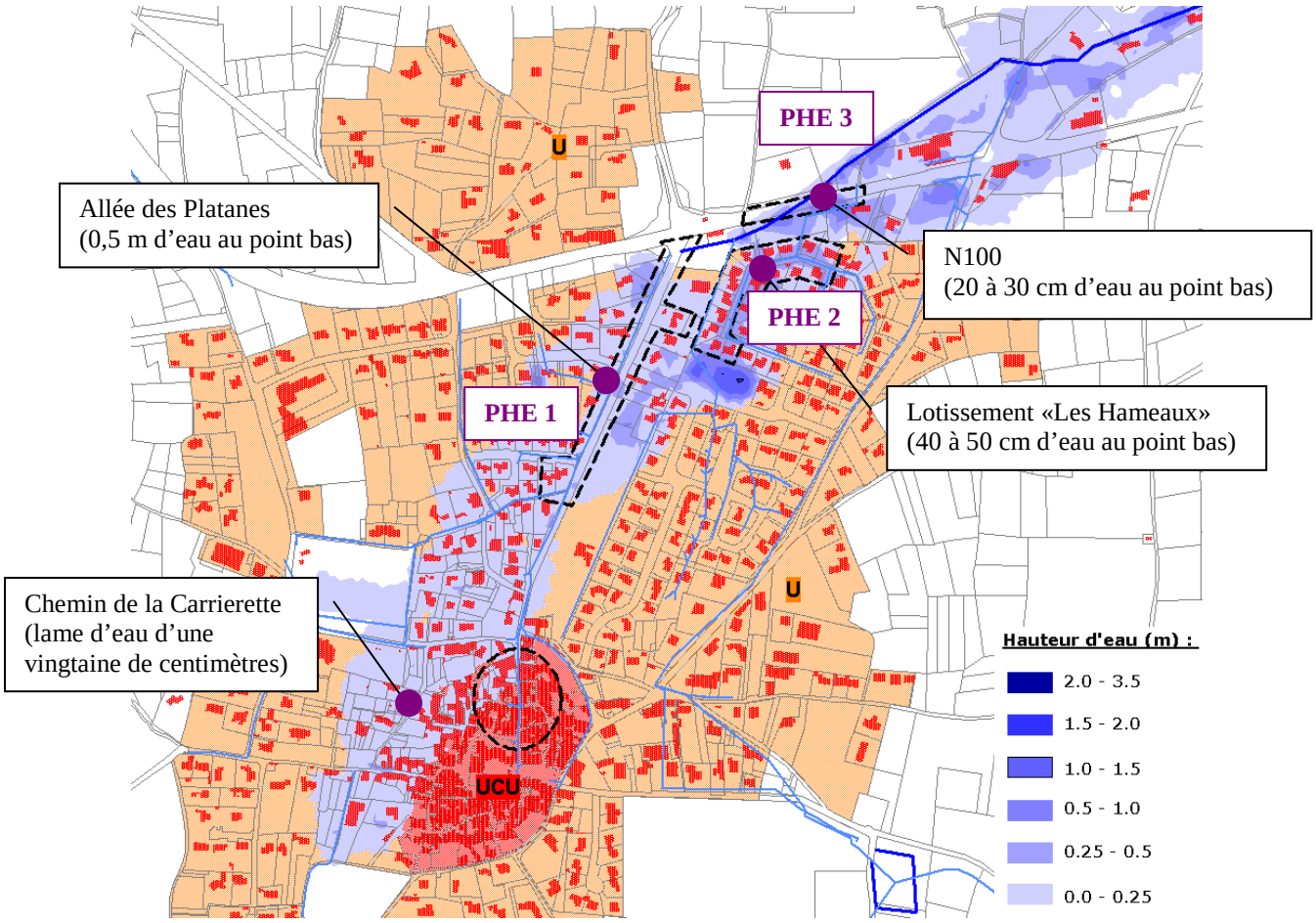


Illustration 25 : Crue de septembre 2002 – secteur du centre-ville

7

CARTES D'ALEAS POUR LES CRUES DE PROJETS DECENNALE, VICENNALE ET CENTENNALE

7.1 Crue de projet centennale

Voir annexe 7 – carte 8b : Crue de projet centennale

L'emprise de la crue de projet centennale est sensiblement équivalente à celle de la crue de septembre 2002.

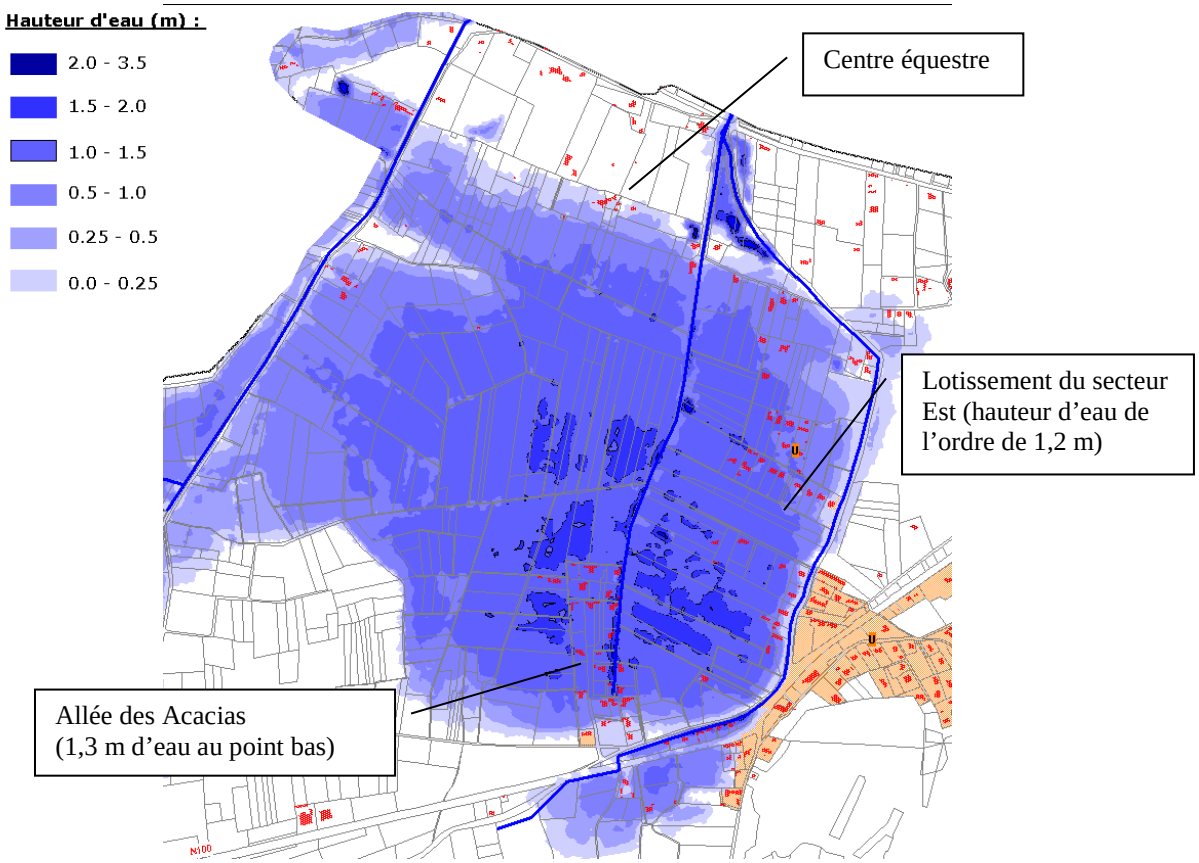


Illustration 26 : Crue de projet centennale – secteur du Plan

On notera des hauteurs d'eau sensiblement identiques, voire légèrement supérieures, dans la zone du Plan.

De manière générale, les hauteurs d'eau observées sur le secteur du Plan ne dépassent pas 1,5 m sauf en quelques endroits isolés. On notera que le secteur du centre équestre situé en hauteur et en bordure de la RD111 est faiblement touché par le risque inondation avec des hauteurs d'eau de moins de 20 centimètres.

De même, les hauteurs d'eau observées dans le centre-ville sont sensiblement identiques à ce que l'on a pu observer en 2002, voire légèrement supérieures en certains endroits.

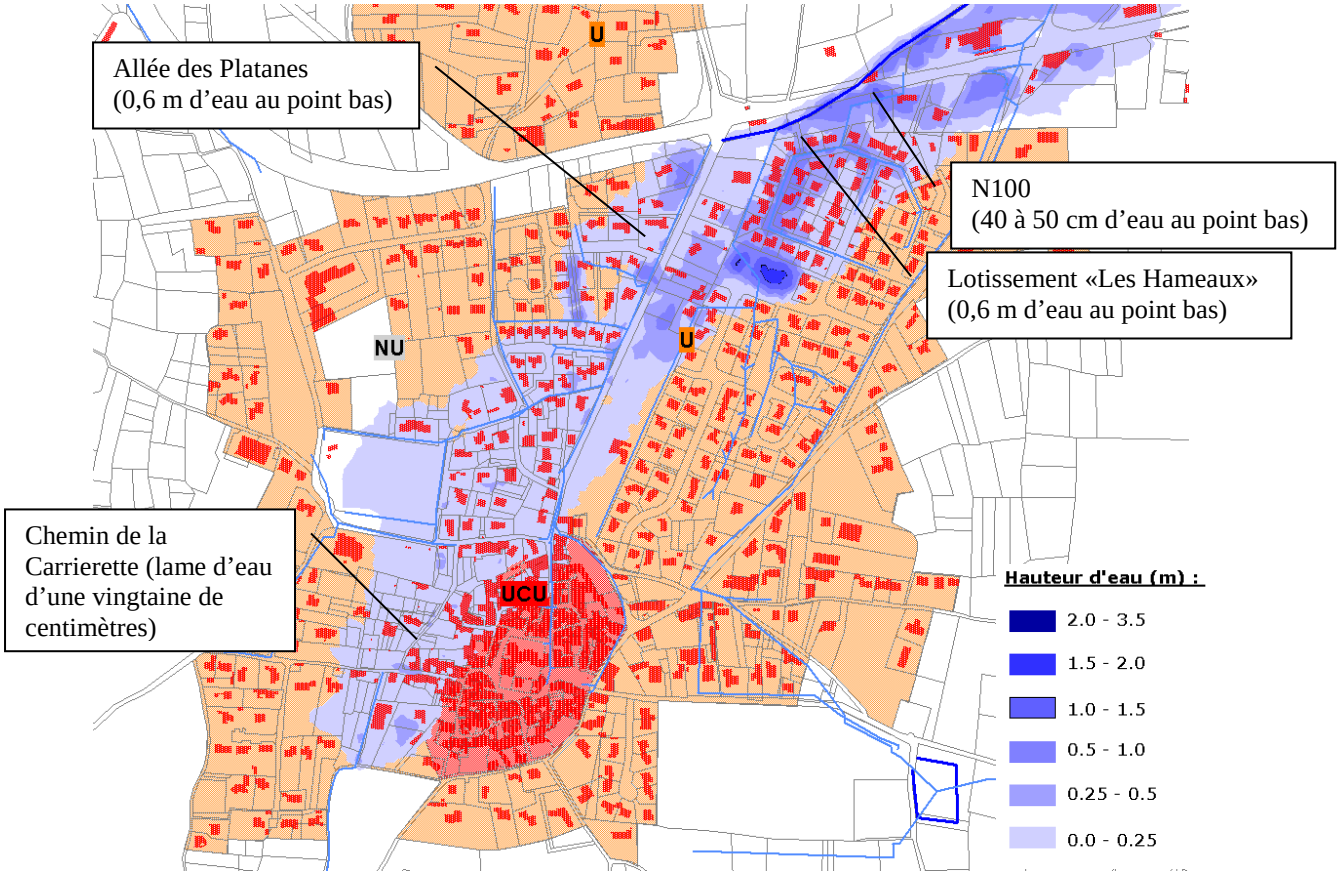


Illustration 27 : Crue de projet centennale – secteur du centre-ville

7.2 Crue de projet vicennale

Voir annexe 7 – carte 8c : Crue de projet vicennale

L'emprise de l'aléa inondation se réduit fortement au niveau du secteur du Plan avec des hauteurs observées nettement plus faibles. Elles ne dépassent plus le mètre et sont de l'ordre de 0,6 m au niveau de l'allée des Acacias et inférieures à 0,5 m dans le lotissement du secteur Est.

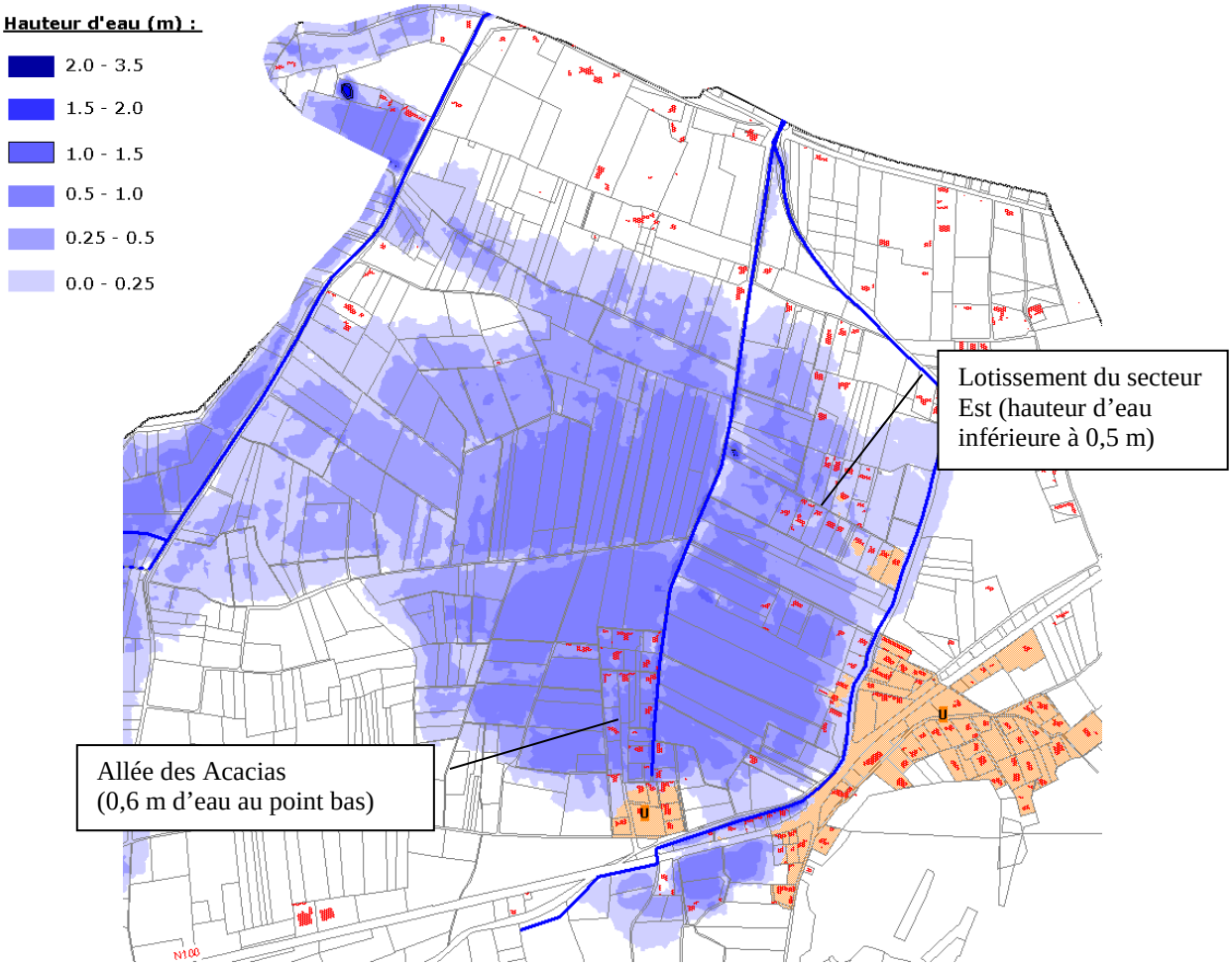


Illustration 28 : Crue de projet vicennale – secteur du Plan

L'emprise de l'aléa ruissellement en centre–ville est globalement identique à celui de la crue centennale et des accumulations d'eau s'observent toujours dans les points bas, au niveau de l'allée des Platanes et du lotissement «Les Hameaux». Les hauteurs d'eau sont toutefois plus faibles.

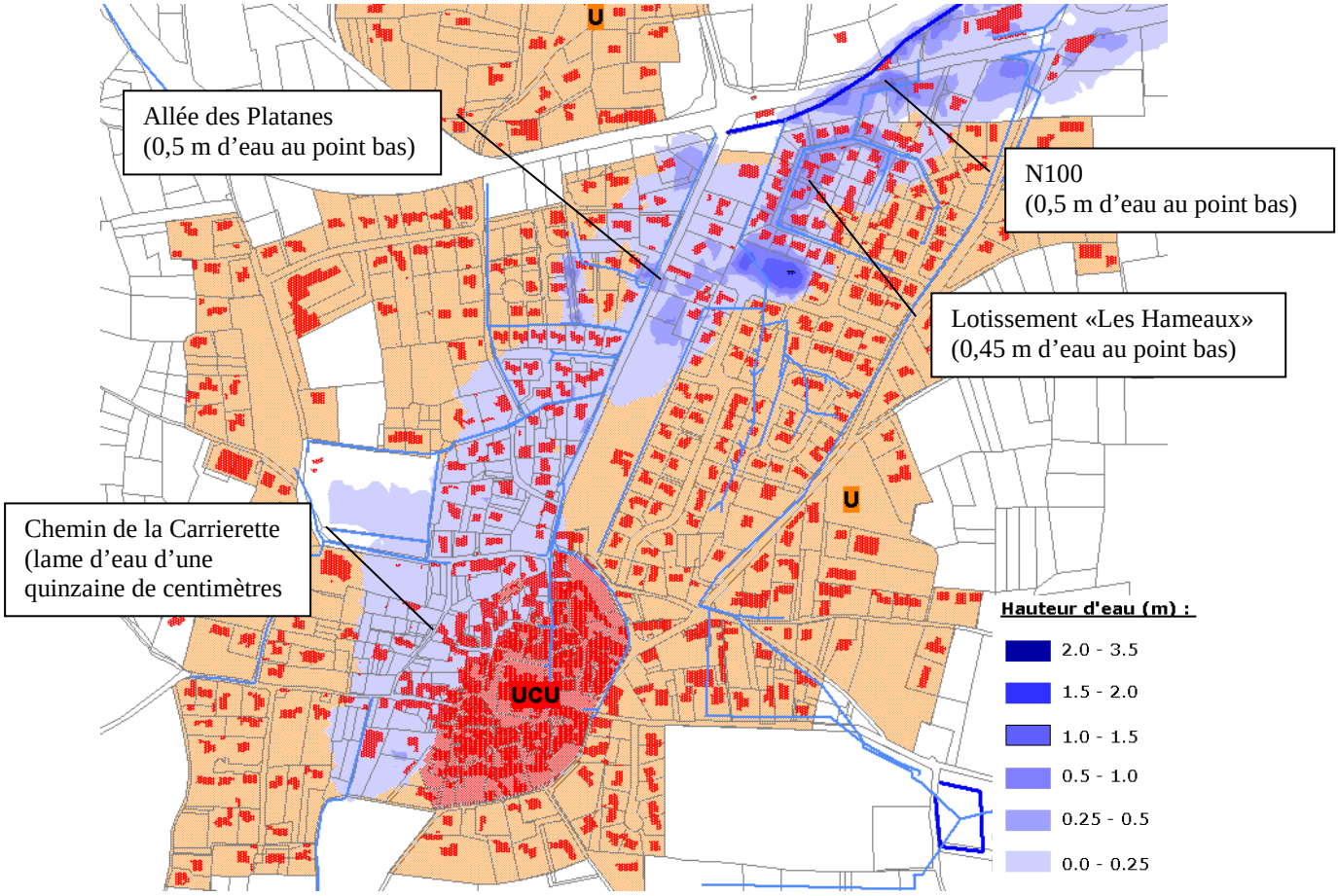


Illustration 29 : Crue de projet vicennale – secteur du centre-ville

7.3 Crue de projet décennale

Voir annexe 7 – carte 8d : Crue de projet décennale

Les surverses au niveau des roubines de la Levade et de la Javone se sont fortement réduites impliquant une nette diminution de l'aléa inondation au droit du secteur du Plan. Les hauteurs d'eau observées au point bas ne dépassent plus 50 centimètres.

Illustration 30 : Crue de projet décennale – secteur du Plan

L'emprise de l'aléa ruissellement en centre–ville est globalement identique à celle observée pour les crues de projets vicennale et centennale et des accumulations d'eau s'observent toujours dans les points bas, au niveau de l'allée des Platanes et du lotissement «Les Hameaux». Les hauteurs d'eau sont bien évidemment plus faibles. La hauteur de la lame d'eau ruisselée dans le secteur amont du village est de l'ordre d'une dizaine de centimètres.

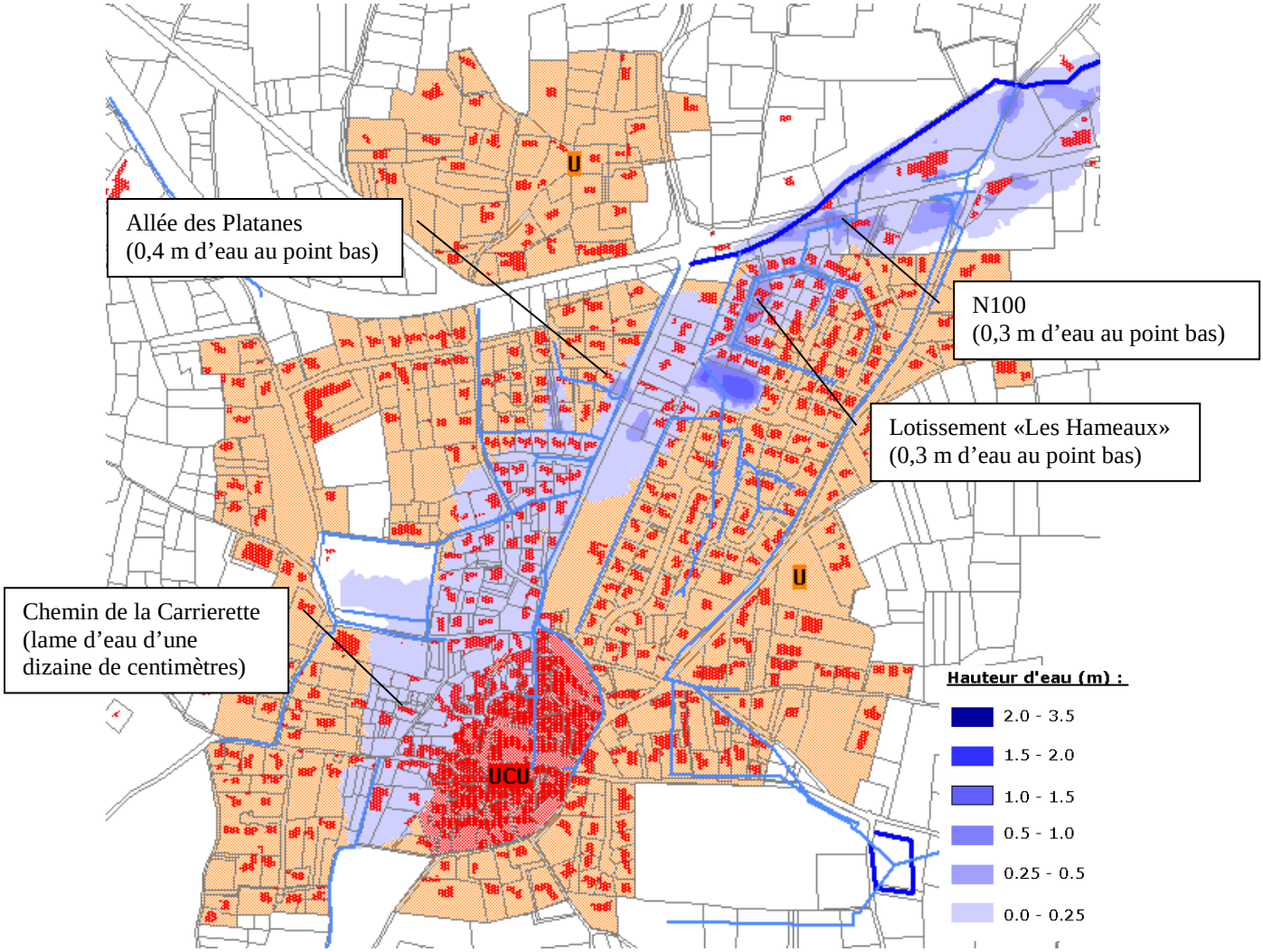


Illustration 31 : Crue de projet décennale – secteur du centre-ville

8

DETERMINATION DE L'ALEA INONDATION POUR LA CRUE DE REFERENCE

Si l'on compare les débits maximum des crues de projets avec ceux estimés pour la pluie de septembre 2002, on observe que ces derniers se rapprochent des valeurs des débits de projet vicennaux. Ceci est à mettre en relation avec l'étude de l'événement pluvieux réalisée précédemment. En effet, si l'événement de septembre 2002 peut être qualifié de plus que centennal sur la totalité de sa durée (et donc de son cumul), son pic de plus grande intensité (à partir duquel se calcule le débit maximum) ne dépasse pas une occurrence vicennale.

Rappelons qu'une crue vicennale est une crue statistique construite à partir de pluies de projet dont la durée est égale, dans cette étude, à 3h. Les débits de pointes déterminés pour la crue de 2002 n'excèdent pas ceux calculés pour une pluie d'occurrence vicennale du fait d'une intensité maximale de pluie similaire pour les deux évènements.

Voir point 2.2 : Description hydrologique de l'événement de 2002

Au droit du centre-ville, les hauteurs d'eau de la crue de 2002 se rapprochent des valeurs d'une crue de projet vicennale. Elles sont par contre beaucoup plus importantes au niveau du secteur du Plan où elles se rapprochent plus des valeurs issues d'une crue de projet centennale.

Ceci s'explique par les volumes beaucoup plus conséquents qui se sont écoulés et accumulés dans le secteur du Plan lors de l'événement de septembre 2002 (d'une durée de 2 jours) comparativement à une pluie de projet vicennale définie sur une période de 3 heures. Les dégâts survenus sur la digue de la Levade ont également joué un rôle dans quantités d'eau écoulées vers le secteur du Plan.

De manière général, les volumes écoulés en 2002 sur la commune peuvent être estimés à 3 500 000 m³ contre près de 800 000 m³ lors d'une pluie de projet vicennale.

En termes d'emprise, le champ d'expansion de la crue de septembre 2002 est globalement identique à celui de la crue de projet centennale.

Au final, il a été décidé de retenir la crue de projet centennale comme crue de référence.

Conformément aux demandes de la DDTM30, la hauteur d'eau considérée pour la crue de référence modélisée correspond au maximum en situation de crue centennale entre la situation initiale, la situation avec le futur ouvrage de rétention et la situation avec l'arase de la digue de la Levade.

Voir Zonage de risque inondation - phase 2 - point 7.1 : crue de projet centennale en situation existante

Voir Zonage de risque inondation - phase 3 – point D.1.5 : crue de projet centennale en situation aménagée avec bassin de rétention

Voir Plan de Submersion Rapide de la Levade – partie 2 – pièce 9 : crue de projet centennale en situation d'arase de la digue de la Levade

La carte 8e surimpose les limites de l'aléa inondation défini par approche hydrogéomorphologique avec celles définies pour la crue de référence.

Voir annexe 8 – carte 8e : Crue de référence

Nous sommes à présent en mesure de préciser les différentes limites de l'aléa inondation et classes de hauteurs d'eau telles que définies au sens PPR, à savoir :

- ✓ aléa résiduel : représentant les zones situées entre les limites de l'aléa centennal et l'aléa hydrogéomorphologique ;
- ✓ aléa faible : hauteurs d'eau comprises entre 0 et 0,5 m ;
- ✓ aléa fort : hauteurs d'eau supérieures à 0,5 m.

Les enjeux ponctuels localisés en zone inondable sont limités. Ils concernent les sites suivants :

- 3 **transformateurs** situés le long de la rue Saint Marc, du chemin Fonds de Garrigue et avenue du Hameau – repris en zone d'**aléa modéré** ;
- Un puits situé chemin du Stade – repris en zone d'**aléa modéré** ;
- Le stade municipal situé chemin du Stade - repris en zone d'**aléa modéré** ;
- La station d'épuration située chemin du Gouyas – repris en zone d'**aléa modéré** ;
- **De nombreux transformateurs de même que la salle polyvalente** sont pour leur part repris en zone d'**aléa résiduel**.

9

REPRESENTATION DE L'ALEA DE REFERENCE

Quatre types d'aléa sont concernés au sens de la doctrine PLU et risque inondation du département du Gard :

- ✓ L'aléa lié aux inondations par **débordement de cours d'eau**. Pour rappel, sont considérés comme cours d'eau les parties du réseau hydrographique qui drainent une surface de bassin versant supérieure à 1 km², ainsi que les parties du réseau dont les écoulements sont organisés et marquent le paysage d'une emprise hydrogéomorphologique.

  Le secteur du Plan est partiellement repris en **zone d'accumulation par débordement**. Cet aléa sera considéré comme un aléa débordement dans la définition du règlement et la cartographie du zonage de risque.
- ✓ Les autres parties du réseau hydrographique sont à l'origine de l'aléa inondation par **ruissellement pluvial**.
- ✓ L'aléa lié aux **érosions de berges** lors des crues concerne l'ensemble du réseau hydrographique.
- ✓ L'aléa lié au risque de rupture de digues et barrages est intégré sous forme d'une **bande de sécurité de 100 m** définie à partir du pied aval de l'ensemble du linéaire de digues recensé sur le territoire communal (digues de la Levade et de la Javone).

  Une **bande de sécurité liée au futur bassin de rétention** sera également considérée à l'aval de celui-ci. Son emprise correspond, en largeur, à la zone inondée avec rupture de l'ouvrage pour la crue centennale et s'étend, depuis l'exutoire de l'ouvrage jusqu'à la rue Saint Marc, sur une distance de 100 m environ.

Ces aléas concernent tout ou partie du réseau hydrographique, y compris les fossés, roubines, thalwegs secs et ruisseaux couverts, sur l'ensemble du territoire communal. L'aléa « débordement de réseaux d'assainissement » n'est pas concerné.

ANNEXE 1

PRESENTATION DU LOGICIEL MOUSE ET DE LA METHODE DU RESERVOIR LINEAIRE

A- Présentation de MOUSE

Le logiciel MOUSE, développé par **DHI Water & Environment** (Institut Hydraulique Danois) permet entre autres fonctionnalités de représenter finement l'ensemble des phénomènes hydrologiques grâce notamment aux modules de base permettant les simulations hydrologiques et hydrauliques.

B- La modélisation du ruissellement de surface (Module Hydrologique simple réservoir linéaire)

Parmi les différents modules hydrologiques proposés par le logiciel MOUSE, nous avons choisi la méthode du **réservoir linéaire**.

Cette méthode est couramment utilisée pour décrire la transformation de la pluie en débit en hydrologie. Elle revient à considérer que le bassin versant se comporte comme un réservoir (stockage de l'eau de pluie) dont le débit de vidange est proportionnel au volume stocké.

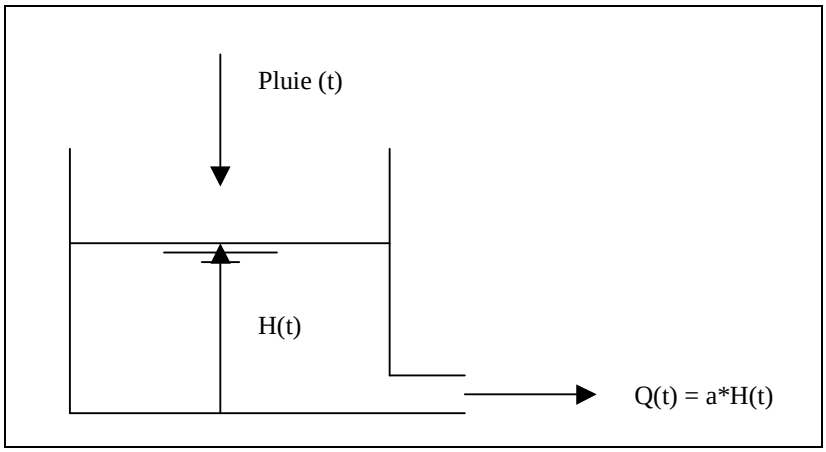
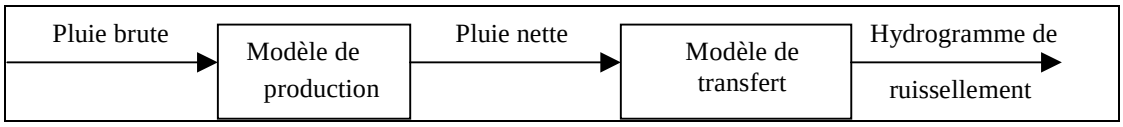


Schéma de principe du modèle simple réservoir linéaire

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



Transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement

a- Modèle de production

Le coefficient de ruissellement représente le pourcentage de la pluie qui participe effectivement au ruissellement. Dans la pratique, le coefficient de ruissellement pour les fortes pluies reste proche du coefficient d'imperméabilisation tout en lui étant inférieur.

Le coefficient de réduction, fixé par défaut à 90 %, rend compte du fait que toute la pluie qui tombe sur les surfaces imperméabilisées n'arrive pas jusqu'à l'exutoire (pertes dans les dépressions).

Les pertes initiales permettent de prendre en compte l'infiltration et la rétention dans le sol des premières gouttes de pluie qui tombent sur le bassin versant. Elles sont fixées à 0,6 mm par défaut. Le ruissellement ne démarre que lorsque la hauteur cumulée de pluie a dépassé cette valeur.

Le temps de concentration représente le temps le plus long que met une goutte d'eau tombée sur le sol pour atteindre l'exutoire du réseau. Il est décomposé en deux termes :

$$Tc = Tr + Te$$

où :

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

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

b- Modèle de transfert :

L'hydrogramme de ruissellement est obtenu par la résolution de deux équations :

- ✓ Équation de conservation des volumes : $\boxed{\frac{dS(t)}{dt} = I_n(t) - Q(t)}$

- ✓ Équation de stockage : $\boxed{S(t) = K * Q(t)}$

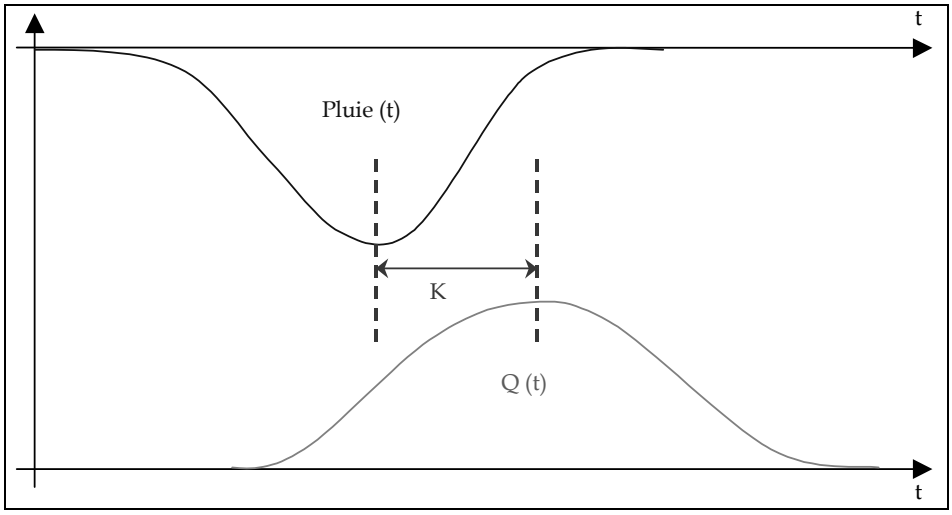
où :

K = temps de réponse du bassin versant

In(t) = pluie nette

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

S(t) = volume stocké dans le bassin



Hydrogramme de ruissellement

C- La modélisation du ruissellement de surface (Module Hydrologique double réservoir linéaire)

La méthode du **double réservoir linéaire sera utilisée pour les bassins versants ruraux**.

Celle–ci consiste à injecter l'hydrogramme déterminé par une méthode simple réservoir linéaire dans un second réservoir comme le montre la figure suivante :

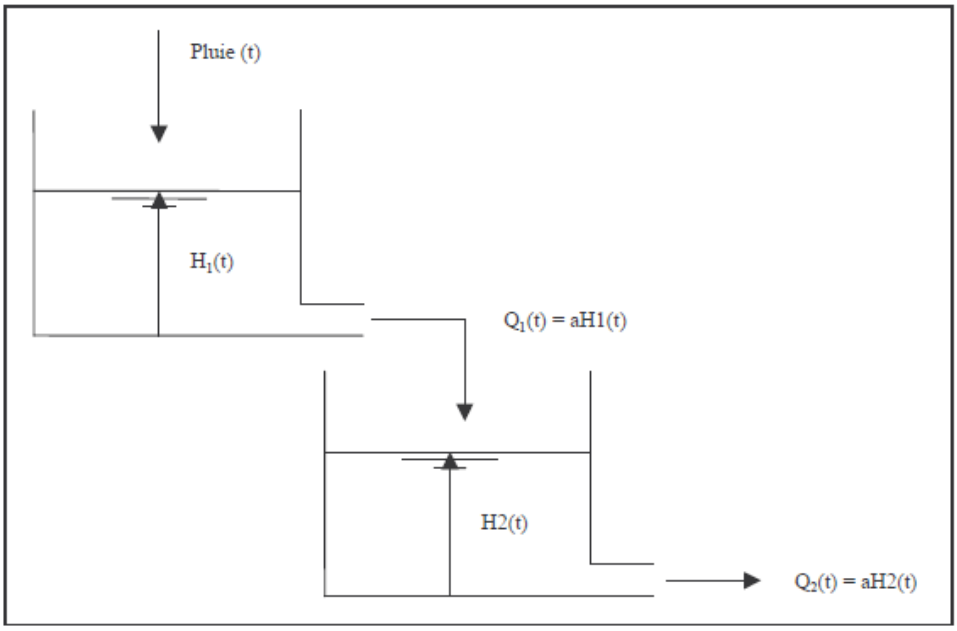
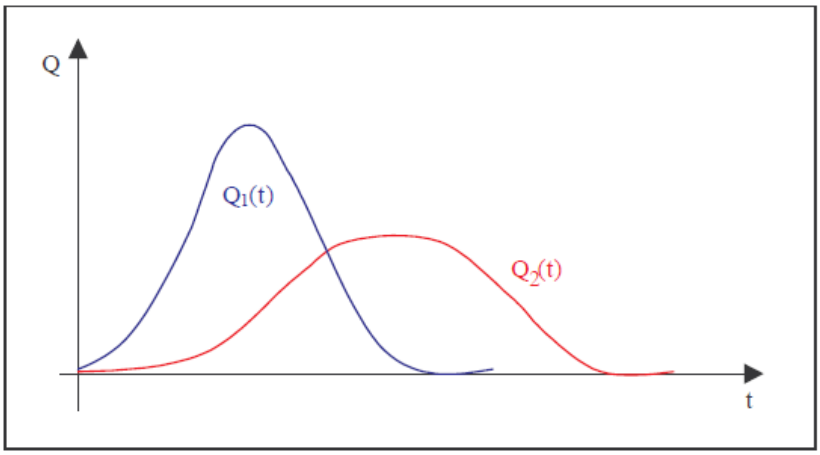


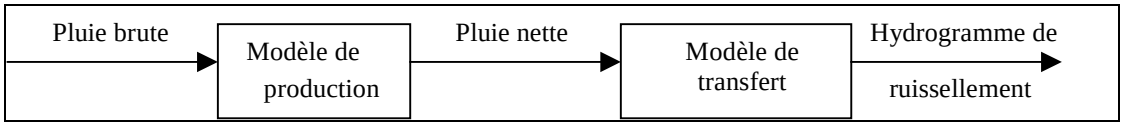
Schéma de principe du modèle double réservoir linéaire

Cette opération a pour effet d'écraser la réponse du bassin versant :



Principe du modèle double réservoir linéaire

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



Transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement

ANNEXE 2

METHODOLOGIE SPCGD DE CALCUL DES CRUES DE REFERENCE POUR LES PETITS BASSINS VERSANTS (< 400 KM²)

La présente note expose une méthodogie de calcul des débits de référence, pouvant être appliquée aux petits bassins versants du département du Gard, et éventuellement confrontée aux résultats de la méthode FBG, généralement utilisée jusqu'alors dans le département.

Le principe consiste à appliquer la méthode du Gradex pour réaliser l'extrapolation depuis un débit de période de retour faible (inférieur à 10 ans) vers un débit centennal. Compte tenu des incertitudes, parfois importantes, sur différents paramètres liés à l'application de la méthode du Gradex, il est demandé que certaines règles de prudence soient appliquées dans le choix de ces différents paramètres, et ceci de façon à minimiser les risques de sous-estimation du débit centennal. Ces recommandations sont détaillées ci-après.

Une méthodologie très similaire a d'ores et déjà été employée dans le cadre du PPRI du moyen Vidourle. Dans ce cas, les débits obtenus par la méthode du Gradex se sont avérés légèrement inférieurs à ceux obtenus par la méthode FBG, et ont malgré tout été retenus après comparaison des résultats donnés par les deux méthodes.

En effet, on peut considérer que la méthodologie d'application du Gradex présentée ici, tout comme la méthode FBG, conduit, compte-tenu de ses hypothèses, à estimer la borne supérieure de l'intervalle de confiance dans lequel le débit centennal peut se situer. Nous considérons donc comme raisonnable de retenir, parmi les deux méthodes, celle qui donne le débit le plus faible.

Pour l'application de la méthode du Gradex, il est demandé de suivre les recommandations suivantes :

A- Recommandation n°1 : Choix du point "pivot" de départ pour l'extrapolation par la méthode du Gradex

Le point "pivot" à partir duquel l'extrapolation par le Gradex est effectuée doit correspondre à une période de retour qui n'excède pas 10 ans.

B- Recommandation n°2 : Evaluation du débit décennal (ou moins le cas échéant).

Il est, dès que possible, préférable d'utiliser une statistique déterminée à partir de mesures de débit sur une période suffisamment longue (environ 30 ans au minimum). Ce genre d'informations est malheureusement très rarement disponible dans le cas des petits bassins versants. A défaut, il est proposé d'employer deux méthodes distinctes selon la taille du bassin considéré.

- ✓ Pour un bassin de moins de 20 km², utilisation de la méthode rationnelle en considérant un coefficient d'écoulement de 0,3 minimum, sur un temps de concentration déterminé par la formule de Passini (jugée adaptée pour ce type d'événement pour lequel les écoulements se font encore majoritairement en subsurface, ce qui a tendance à augmenter le temps de concentration Tc par rapport à un phénomène de ruissellement direct) :

$$T_C = 0{,}108 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{P}}$$

où: Tc est le temps de concentration exprimé en heures

A est la surface du bassin versant en km²

L est la longueur du plus long cheminement hydraulique en km

P est la pente moyenne sur le plus long cheminement m/m

- ✓ Pour un bassin de plus de 20 km², utilisation de la formule Crupédix, avec un coefficient régional de 1,5 et une pluie journalière décennale déterminée à partir des statistiques pluviométriques disponibles pour des séries d'observations d'une durée de 30 ans minimum. Si des séries d'une durée inférieure sont exploitées, la pluie décennale sur 24 h retenue ne devra pas être inférieure à 150 mm.

C- Recommandation n°3: Evaluation de la durée caractéristique de crue Dr

La durée caractéristique de crue doit être évaluée, autant que possible, à partir d'un nombre significatif de crues mesurées (une dizaine au minimum). Ce genre de données étant rarement disponibles sur les petits bassins, il est particulièrement important de ne pas surestimer la durée sur laquelle le Gradex est appliqué. En attendant d'en savoir plus sur les durées caractéristiques de crue des bassins du Gard, il est proposé de se baser sur l'estimation du temps de concentration par la formule suivante :

$$T_C = 1{,}5 \cdot \frac{L^{0.75}}{P + 0{,}08}$$

où: Tc est le temps de concentration exprimé en minutes

L est la longueur du plus long cheminement hydraulique en km

P est la pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m

Cette formule de temps de concentration, utilisée à l'heure actuelle par le SPCGD dans ses modèles pluie-débit, a prouvé qu'elle reproduit assez fidèlement la dynamique d'écoulement rapide de surface dans les bassins. Toutefois, une crue n'étant pas constituée uniquement d'écoulement de surface mais également pour une bonne partie d'écoulement "retardé" de subsurface, nous pensons raisonnable de considérer que la durée caractéristique de crue sera de l'ordre de deux fois ce temps de concentration. Il est donc proposé de retenir la durée caractéristique suivante :

$$D_r = 2 * T_C$$

D- Recommandation n°4 : Evaluation du rapport débit de pointe/débit moyen sur la durée caractéristique de crue

Comme pour la durée caractéristique de crue, ce rapport doit être évalué, dès que possible, à partir d'un nombre significatif de crues mesurées (une dizaine au minimum). Ce genre de données étant rarement disponibles sur les petits bassins, il faut être attentif à ne pas sous-estimer ce rapport. Ce dernier étant généralement réputé compris entre 1,3 et 2, nous proposons de retenir, à défaut d'informations plus précises, la valeur de 2.

E- Recommandation n°5 : évaluation du Gradex ponctuel des pluies sur 24 heures

Le Gradex peut être évalué par un ajustement d'une distribution de Gumbel aux séries d'observations pluviométriques maximales annuelles disponibles, qui doivent être les plus longues possibles. L'idéal serait d'avoir des séries de pluie dépassant largement les cent ans… A défaut, nous demandons que, lorsque des séries de moins de 60 ans sont utilisées, le gradex obtenu à partir de plusieurs postes soit comparé, et moyenné en cas de doute, et enfin que la valeur retenue ne soit jamais inférieure à celle obtenue au poste de Nimes-Courbessac (plaine aval dans laquelle le gradex est réputé être le plus faible).

Lorsque des séries très longues sont disponibles (de l'ordre de cent ans ou plus), il est également possible d'évaluer le Gradex à partir de la différence pluie centennale – pluie décennale éventuellement estimées à partir d'un ajustement autre que de type "Gumbel".

Lorsque les gradex utilisés correspondant à des pluies journalières (et non 24 heures comme cela devrait être le cas), il est demandé de les majorer de 10%.

F- Recommandation n°6 : prise en compte de l'abattement spatial des pluies

Compte tenu de la méconnaissance de cet abattement et de la complexité de son évaluation, et considérant que nous nous situons ici dans des bassins versants de petite taille pour lesquels l'effet d'abattement spatial reste limité, nous considérons que cet abattement spatial peut dans un premier temps être négligé. Pour les bassins approchant les 400 km², ceci constitue une hypothèse forte, et il sera probablement nécessaire, dès que la connaissance le permettra, d'évaluer l'effet de cet abattement.

Il donc proposé, en attendant mieux, de retenir les valeurs de Gradex déterminées à partir des statistiques pluviométriques ponctuelles.

G- Recommandation n°7 : passage du gradex des pluies sur 24 heures au gradex sur la durée caractéristique de crue Dr.

Il est proposé de retenir les exposants des lois de Montana déterminées par SIEE en 1994, et déjà utilisées dans la méthode FBG. Ces lois ne semblent pas remises en cause par les dernières statistiques pluviométriques dont nous disposons.

Les formules utilisées seront donc du type :

- ✓ pour 6h < Dr < 24h, $\text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 24h \cdot \left(\frac{D_r}{24}\right)^{1-b}$ avec b=0,76
- ✓ pour 0,5h < Dr < 6h, $\text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 6h \cdot \left(\frac{D_r}{6}\right)^{1-b}$ avec b=0,487
- ✓ pour 0,1h < Dr < 0,5h $\text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 0{,}5h \cdot \left(\frac{D_r}{0{,}5}\right)^{1-b}$ avec b=0,366

avec Dr durée caractéristique de crue, exprimée en heures

O.Payrastre

ANNEXE 3

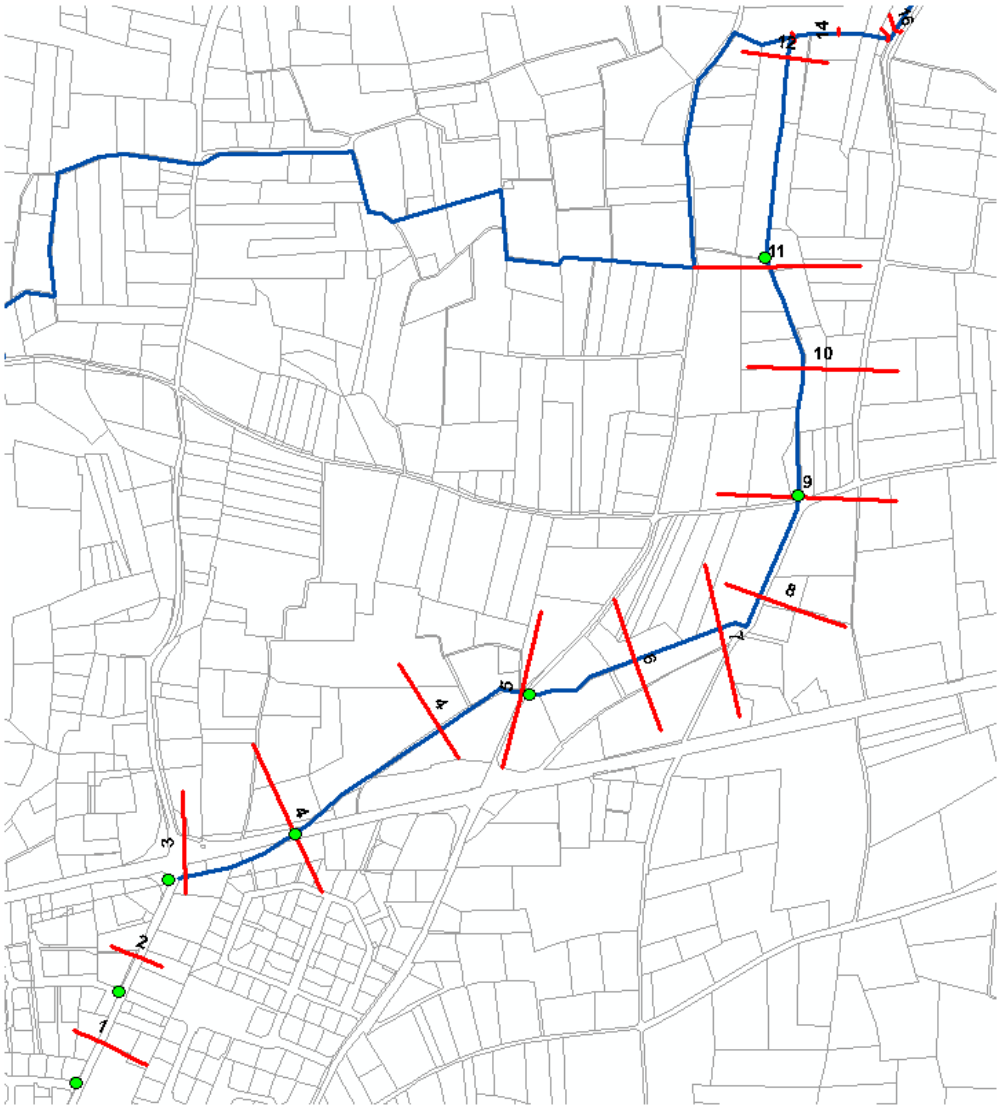
VALEURS DES PARAMETRES AYANT PRESIDES AU CALCUL DES DEBITS SELON LA METHODE SPCGD

Nom	Superficie (ha)	chemin hydraulique km	pente (m/m)	Tc Passini (h)	Durée crue (h)	Durée Gradex P (hr)	Gradex P	coef b	Gradex Dr	Rétention initiale (mm)	Cr 10 ans retenu	Intensité 10 ans mm/h
Sous BV 1.1	105.00	2.10	0.05	0.60	0.65	6.0	64.9	0.487	9.3	52.0	0.19	76.8
Sous BV 1.2	170.00	2.20	0.06	0.70	0.66	6.0	64.9	0.487	15.0	56.7	0.20	72.1
Sous BV 1.3	95.00	2.20	0.06	0.58	0.66	6.0	64.9	0.487	8.4	51.0	0.26	77.9
Sous BV 2	190.00	2.00	0.01	1.95	0.96	6.0	64.9	0.487	13.9	46.8	0.26	42.1
Sous BV 3.1	80.00	1.00	0.06	0.41	0.36	0.5	5.9	0.366	2.9	54.4	0.28	89.3
Sous BV 3.2	65.00	1.50	0.05	0.50	0.54	6.0	64.9	0.487	6.3	48.7	0.26	83.0
Sous BV 3.3	130.00	2.00	0.05	0.65	0.63	6.0	64.9	0.487	11.7	47.9	0.29	74.5
Sous BV 3.4	80.00	2.30	0.02	0.86	0.90	6.0	64.9	0.487	6.1	45.0	0.28	66.6
Sous BV 4	480.00	3.00	0.03	1.48	1.02	6.0	64.9	0.487	34.2	48.2	0.27	49.7
Sous BV 5	140.00	2.20	0.02	1.04	0.88	6.0	64.9	0.487	10.7	49.2	0.22	61.4

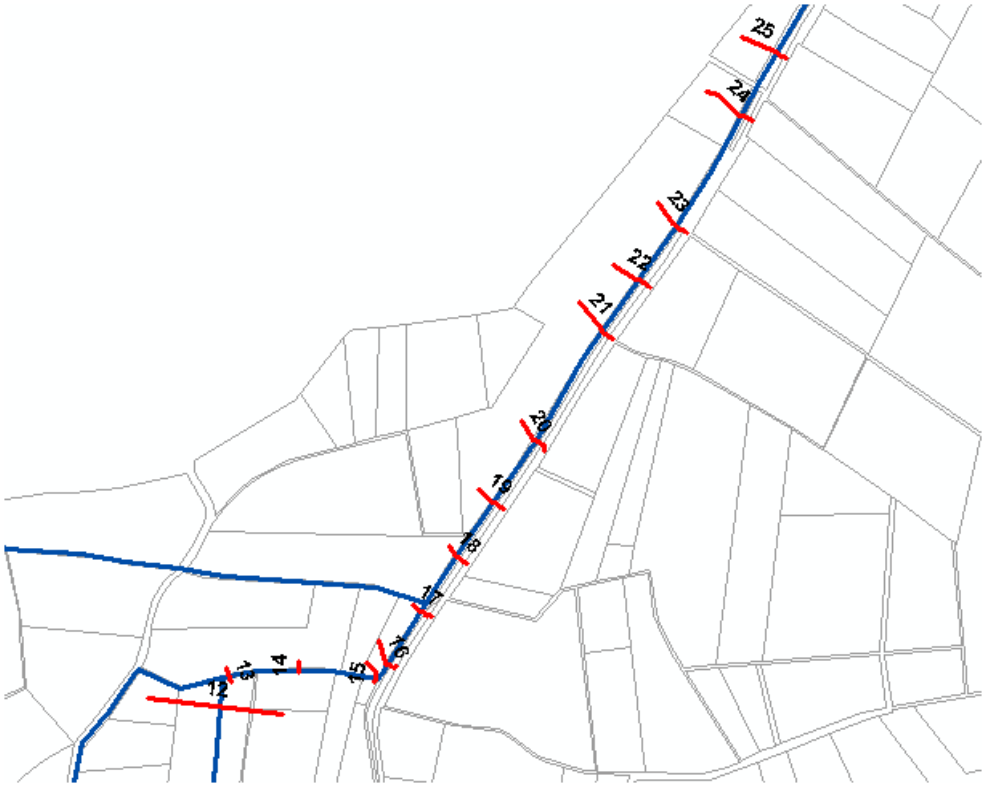
ANNEXE 4

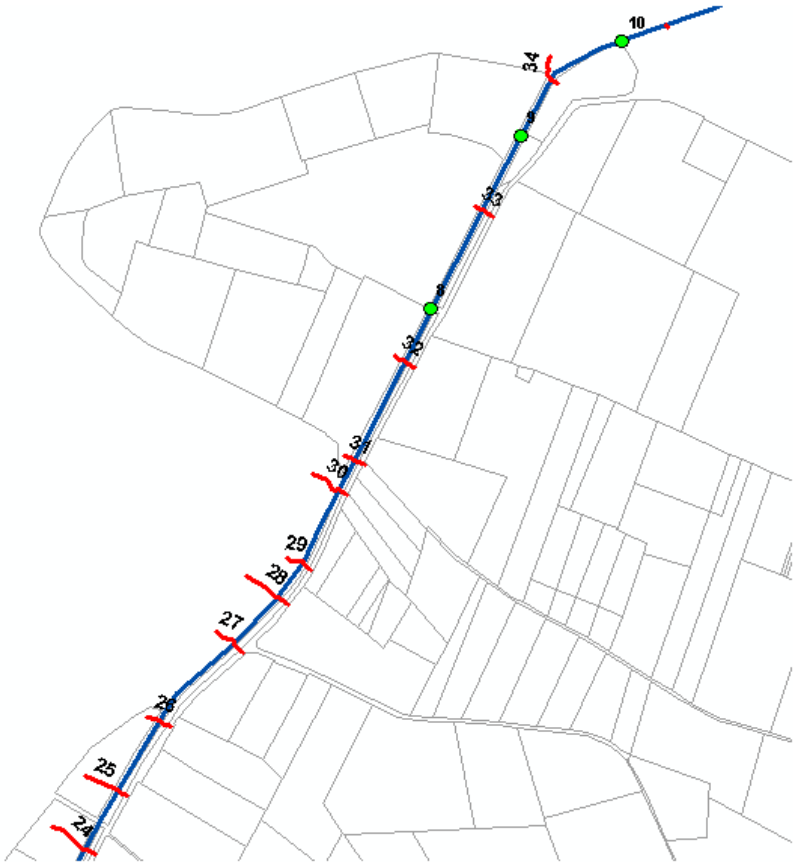
LOCALISATION DES PROFILS EN TRAVERS

A- Profils en travers sur la roubine de Saze

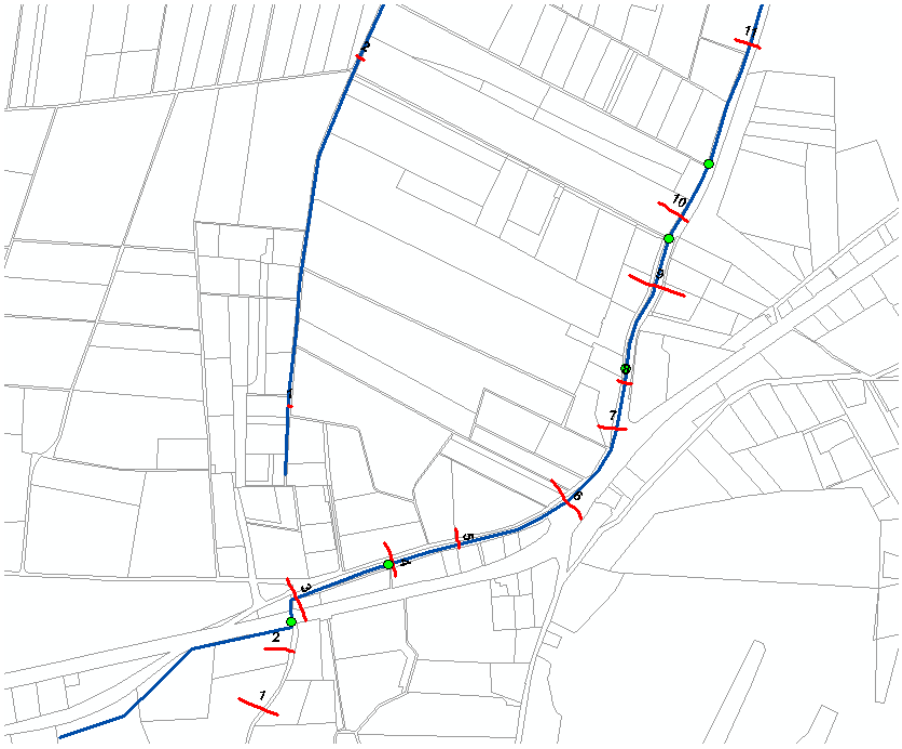


B- Profils en travers sur la roubine de la Levade





C- Profils en travers sur la roubine de la Javone et du Plan de Saze



ANNEXE 5

DONNEES DE CALAGE

Les données de calage de la crue de septembre 2002 sont les suivantes :

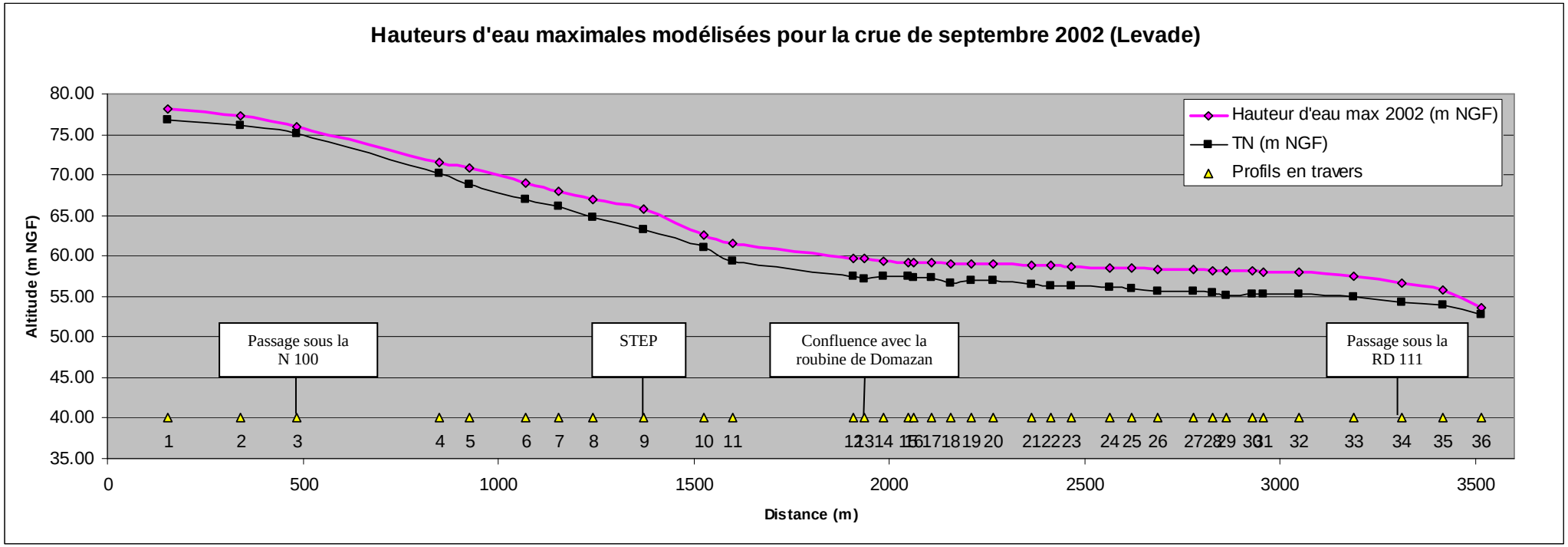
- ✓ calage sur base de la totalité de l'événement des 08 et 09 septembre ;
- ✓ nous avons retenu un coefficient de ruissellement cinquantennal calculé sur base de la méthode des experts ;
- ✓ le tableau ci-contre reprend les différentes valeurs de coefficient de rugosité retenues

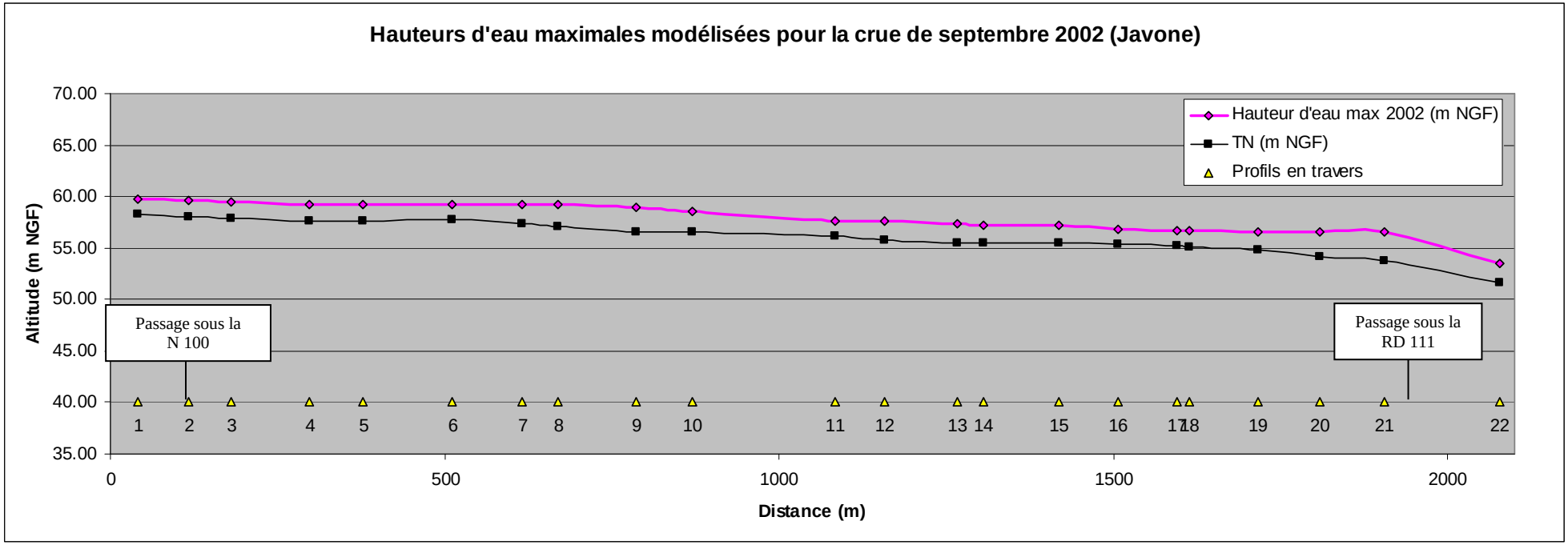
	Coefficient de rugosité retenu
	($s/m^{1/3}$)
Lit mineur	0,03
Lit majeur	0,035 – 0, 1

Tableau 21 : Valeurs du coefficient de rugosité utilisé

La figure en page suivante reprend le profil en long de la Levade et de la Javone sur lesquels apparaissent les hauteurs d'eau maximales modélisées pour la crue de 2002. Les numéros des différents profils en travers du lit mineur y sont également mentionnés.

Le tableau suivant reprend les hauteurs d'eau modélisées. Elles sont comparées aux données de plus hautes eaux ayant servi au calage du modèle.


Hauteurs d'eau maximales modélisées pour la crue de septembre 2002 (Levade)
Hauteur d'eau max 2002 (m NGF)
TN (m NGF)
Profils en travers
Passage sous la N 100
STEP
Confluence avec la roubine de Domazan
Passage sous la RD 111
Altitude (m NGF)
Distance (m)
80.00
75.00
70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500


Hauteurs d'eau maximales modélisées pour la crue de septembre 2002 (Javone)
Hauteur d'eau max 2002 (m NGF)
TN (m NGF)
Profils en travers
Passage sous la N 100
Passage sous la RD 111
Altitude (m NGF)
70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
0
500
1000
1500
2000
Distance (m)
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Données de plus hautes eaux ayant servies au calage du modèle		Commentaires et localisation
			Observée	Modélisée	
		m NGF	m	m	
Levade	1	78.09			
	2	77.26	0,8	0,5 à 0,6 m	PHE 1 : Allée des Platanes – point bas
	3	75.89			
	4	71.60	0,5 m	0,4 à 0,5 m	PHE2 : Au droit du lotissement des Hameau – point bas
	5	70.91	0,3 m	0,2 à 0,3 m	PHE 3 : Au droit de la N100 – point bas
	6	68.92			
	7	67.99			
	8	66.93			
	9	65.80			
	10	62.53			
	11	61.57			
	12	59.70			
	13	59.62			
	14	59.35			
	15	59.27			
	16	59.21			
	17	59.14			
	18	59.06			
	19	58.98			
	20	58.95			
	21	58.88			
	22	58.80			
	23	58.68			
	24	58.54			
	25	58.49			
	26	58.34			
	27	58.32			
	28	58.20			
	29	58.20			
	30	58.14			
	31	58.03			
	32	58.09			
	33	57.51			
	34	56.58			
	35	55.77			
	36	53.65			
Plan de Saze	1	56.90			
	2	56.89	1 m	1,2 m	PHE 4 : Allée des Accacias – point bas
	3	56.84			
	4	56.61			

Cours d'eau	Profils en travers	Hauteur de référence	Données de plus hautes eaux ayant servies au calage du modèle		Commentaires et localisation
			Observé	Modélisé	
		m NGF	m	m	
Javone	1	59.73			
	2	59.661			
	3	59.484			
	4	59.16			
	5	59.195			
	6	59.27			
	7	59.267			
	8	59.257			
	9	59.012			
	10	58.51			
	11	57.64	1,2 m	1,2 m	PHE 5 : Lotissement du secteur Est
	12	57.61			
	13	57.394			
	14	57.251			
	15	57.196			
	16	56.803			
	17	56.702			
	18	56.683			
	19	56.618			
	20	56.617			
	21	56.616			
	22	53.481			

ANNEXE 6

RESULTATS DE LA MODELISATION AU DROIT DES DIFFERENTS PROFILS DU MODELE

Les données de hauteurs, débits et vitesses reprises dans le tableau présenté en page suivante concernent uniquement des valeurs modélisées en lit mineur.

Cours d'eau	Profils	Hauteur d'eau maximale (m NGF)					Débit maximal (m³/s)					Vitesse maximale (m/s)			
		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002
Plan de Saze	1	55.791	56.218	57.012	56.900		1.5	2.5	3.8	2.4		0.7	1.1	1.1	1.4
	2	55.749	56.183	56.991	56.885		2.9	3.4	5.2	3.8		0.9	1.0	1.1	1.4
	3	55.523	55.958	56.974	56.844		4.5	8.6	11.9	12.8		1.3	1.6	1.1	1.7
	4	55.405	55.821	56.704	56.611		5.5	9.9	24.3	24.9		1.1	1.1	1.3	1.4
Javone	1	59.395	59.581	59.877	59.728		4.5	7.6	9.2	7.0		1.5	1.9	2.0	1.8
	2	59.345	59.508	59.834	59.661		3.7	5.6	7.5	6.4		1.0	1.3	1.4	1.3
	3	59.183	59.295	59.633	59.484		3.7	5.6	7.9	6.3		1.3	1.8	2.1	1.9
	4	59.094	59.135	59.264	59.160		2.9	4.3	8.8	6.4		0.7	1.0	1.7	1.4
	5	59.113	59.178	59.258	59.195		1.5	2.2	3.5	3.2		0.6	0.7	1.0	0.9
	6	59.126	59.276	59.467	59.270		1.5	2.3	2.6	2.6		0.9	1.3	1.6	1.5
	7	59.035	59.291	59.415	59.267		5.7	11.3	20.0	10.3		1.7	1.8	2.9	2.0
	8	59.033	59.284	59.425	59.257		5.8	11.3	16.2	10.6		0.9	1.3	1.7	1.2
	9	58.944	59.017	59.039	59.012		6.4	11.1	13.5	10.7		0.8	1.3	1.6	1.3
	10	58.455	58.514	58.537	58.510		4.7	5.1	5.3	5.0		1.0	1.1	1.7	1.2
	11	57.609	57.645	57.674	57.640		6.6	7.7	8.5	7.5		1.8	2.0	2.1	2.0
	12	57.587	57.614	57.636	57.610		4.6	5.1	5.6	5.1		0.7	0.8	0.8	0.8
	13	57.37	57.405	57.432	57.394		3.0	3.0	3.1	3.1		0.4	0.4	0.4	0.4
	14	57.163	57.271	57.389	57.251		3.0	3.0	3.0	3.0		0.8	0.8	0.8	0.8
	15	57.102	57.218	57.34	57.196		3.5	3.8	4.1	3.7		1.0	1.0	1.0	1.0
	16	56.591	56.731	56.967	56.803		3.8	4.2	4.7	4.1		1.4	1.4	1.3	1.4
	17	56.36	56.528	56.802	56.702		4.2	5.1	6.4	4.9		1.6	1.6	1.6	1.6
	18	56.304	56.468	56.745	56.683		4.5	5.6	7.3	5.3		1.6	1.6	1.7	1.6
	19	55.912	56.105	56.697	56.618		4.9	6.4	8.8	6.0		2.3	2.3	2.4	2.3
	20	55.448	55.807	56.697	56.617		5.4	7.2	10.1	6.7		1.9	2.0	2.1	2.0
	21	55.383	55.799	56.696	56.616		5.5	7.5	10.6	6.8		1.6	1.7	1.8	1.7
	22	52.93	53.06	53.711	53.481		10.3	13.8	40.5	34.4		3.1	3.5	5.5	5.6

Cours d'eau	Profils	Hauteur d'eau maximale (m NGF)					Débit maximal (m³/s)					Vitesse maximale (m/s)			
		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002
Levade	1	78.038	78.098	78.204	78.089		6.1	8.3	11.3	7.3		3.1	3.9	4.9	3.428
	2	77.171	77.297	77.384	77.263		3.9	6.0	8.8	5.0		2.6	3.2	4.3	2.845
	3	75.75	75.796	76	75.888		4.1	4.5	6.4	4.8		4.6	4.8	5.3	4.431
	4	71.355	71.622	71.808	71.602		6.7	10.3	14.9	9.9		3.0	3.1	3.5	3.037
	5	70.61	70.913	71.02	70.906		7.6	10.8	13.0	10.6		0.8	0.9	1.0	0.851
	6	68.682	68.954	69.198	68.921		12.1	17.9	24.6	17.3		3.2	3.5	3.9	3.47
	7	67.732	68.024	68.288	67.989		15.7	23.4	32.1	22.4		4.1	4.8	5.4	4.671
	8	66.728	66.969	67.2	66.933		17.2	24.3	32.3	23.3		4.0	4.9	5.5	4.769
	9	65.659	65.825	66.009	65.804		9.9	11.7	14.0	11.5		1.0	1.1	1.2	1.065
	10	62.388	62.561	62.816	62.529		10.1	12.7	17.4	12.3		3.9	4.1	4.5	4.049
	11	61.442	61.598	61.792	61.571		10.4	13.1	17.8	12.6		1.4	1.7	2.1	1.61
	12	59.644	59.683	59.781	59.704		4.0	7.3	6.9	8.2		1.0	1.4	1.3	1.551
	13	59.249	59.578	59.795	59.615		16.1	37.7	59.2	40.9		2.6	4.7	6.5	4.989
	14	59.232	59.325	59.469	59.348		13.7	23.7	30.5	25.0		2.1	3.3	3.9	3.448
	15	59.13	59.254	59.408	59.274		13.0	18.4	19.9	18.9		1.9	2.5	2.5	2.476
	16	59.087	59.188	59.342	59.207		12.8	17.9	19.4	18.4		2.0	2.6	2.7	2.659
	17	58.996	59.112	59.267	59.135		12.1	15.8	17.7	16.2		2.1	2.4	2.4	2.425
	18	58.942	59.038	59.191	59.062		12.7	16.3	19.0	16.8		1.5	1.8	2.0	1.869
	19	58.873	58.962	59.08	58.980		12.4	15.2	18.5	15.7		1.7	1.9	2.1	1.94
	20	58.777	58.928	59.075	58.945		12.0	13.6	15.5	13.7		2.2	2.2	2.4	2.268
	21	58.669	58.855	59.025	58.880		12.2	14.2	16.8	14.3		2.0	2.0	2.1	2.067
	22	58.613	58.778	58.9	58.797		13.4	16.1	20.4	16.6		2.0	1.9	2.0	1.973
	23	58.529	58.671	58.777	58.683		15.1	18.7	23.1	19.4		1.8	1.8	1.9	1.869
	24	58.413	58.534	58.617	58.542		16.8	20.2	24.4	20.8		1.7	1.7	1.9	1.825
	25	58.351	58.478	58.558	58.487		17.9	21.1	25.1	21.6		1.5	1.6	1.8	1.659
	26	58.242	58.33	58.389	58.339		19.1	23.1	27.1	23.6		1.8	1.9	2.2	1.965
	27	58.216	58.312	58.398	58.323		19.6	23.1	25.5	23.4		1.2	1.4	1.5	1.399
	28	58.109	58.186	58.273	58.197		19.8	23.2	25.3	23.5		1.8	2.0	2.1	2.008

Cours d'eau	Profils	Hauteur d'eau maximale (m NGF)					Débit maximal (m³/s)					Vitesse maximale (m/s)			
		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002		Q10	Q20	Q100	2002
	29	58.121	58.191	58.264	58.201		19.9	23.6	26.2	24.0		1.5	1.7	1.8	1.677
	30	58.082	58.135	58.188	58.142		20.1	24.0	27.2	24.4		1.4	1.7	1.8	1.681
	31	58.002	58.027	58.048	58.030		20.2	24.3	28.0	24.7		1.8	2.1	2.4	2.184
	32	58.001	58.079	58.143	58.088		17.2	18.2	18.7	18.2		1.6	1.7	1.8	1.84
	33	57.404	57.496	57.61	57.510		16.3	16.8	17.3	16.9		2.5	2.5	2.5	2.552
	34	56.545	56.58	56.626	56.584		16.6	17.7	19.2	17.9		1.4	1.4	1.5	1.441
	35	55.645	55.731	55.789	55.769		14.4	17.3	19.1	19.0		3.7	4.2	4.5	4.388
	36	53.595	53.629	53.652	53.653		8.2	8.8	9.5	9.3		3.6	3.7	3.8	3.78

ANNEXE 7

CARTOGRAPHIE