

ETUDE DU VERSANT C
SECTEUR DU GUE AU VOYER

SOMMAIRE

	Page
A – ETAT INITIAL	4
1 – Caractéristiques des versants	7
2 – Description des réseaux	7
3 – Calcul des débits de pointes	9
3.1 – Pas sous-bassin	9
3.2 – Assemblage des bassins	10
B – RECHERCHE DES DYSFONCTIONNEMENTS	13
1 – Adéquation des réseaux	14
2 – Simulations hydrauliques	16
3 – Résultats de l'enquête de terrain	18
4 – Autres facteurs de dysfonctionnement	18
C – SOLUTIONS PROPOSÉES	19
1 – Choix des options	21
2 – Propositions de travaux	22
2.1 – Déviation du versant amont du Village Joli	22
2.2 – Création d'une traversée de route au lieu-dit « La Petite Courbe », recalibrage du principal fossé collecteur et remblaiement du TN	22

2.3 – Création du bassin de rétention amont « La Graholière »	23
<i>a – Choix de la période de retour</i>	23
<i>b – Choix du débit de fuite</i>	23
<i>c – Calcul du volume de rétention</i>	24
<i>d – Option de traitement</i>	25
2.4 – Redimensionnements des réseaux	26
<i>a – Modification à réaliser</i>	26
<i>b – Débits générés après redimensionnement</i>	29
3 – Phasage des travaux et estimatif financier	30
ANNEXES	32

Carte : plan de situation 1/25000

A – ETAT INITIAL

1 – Caractéristiques des versants

2 – Description des réseaux

3 – Calcul des débits de pointes

3.1 – Par sous-bassin

3.2 – Assemblage des bassins

Carto A3 Hydro et Topo

Occupation sols A3 1/5000

I – CARACTERISTIQUES DES VERSANTS

Le versant du Gué au Voyer comprend un exutoire principal (EXU C) captant les eaux de ruissellement d'une surface de 95 ha et deux autres exutoires de moindre importance nommés EXU D1 et D2. La surface totale captée est de 100 ha.

En fonction de l'inventaire des réseaux et de la topographie du versant, il a été possible de déterminer des sous-bassins élémentaires.

Afin de déterminer le type de pluie qui est susceptible de provoquer le maximum de ruissellement, nous avons déterminé pour chaque sous-versant son temps de concentration.

<i>Versant</i>	<i>Surface (en ha)</i>	<i>Pente (m/m)</i>	<i>Coefficient imperméable (%)</i>	<i>SCS Curve Number</i>	<i>Temps de concentration (min)</i>
BVC 1.1	10,58	0,0050	27	86	33
BVC 1.2	5,65	0,0060	20	87	23
BVC 1.3	9,24	0,0075	17	86	26
BVC 1.4	13,18	0,0090	17	86	27
BVC 2.1	10,83	0,0090	13	85	26
BVC 2.2	6,20	0,0070	69	84	14
BVC 2.3	3,58	0,0110	73	85	8
BVC 3.1	11,82	0,0090	34	85	26
BVC 3.2	5,48	0,0150	60	84	11
BVC 4.1	4,56	0,0150	49	85	8
BVC 4.2	3,64	0,0190	71	85	7
BVC 4.3	9,65	0,0060	22	82	25
<i>Versant C</i>	<i>94,41</i>	<i>0,0085</i>	<i>36</i>	<i>85</i>	<i>68</i>
BVD	5,81	0,018	71	85	11
<i>Versant C+D</i>	<i>100,22</i>	<i>0,0085</i>	<i>34</i>	<i>85</i>	<i>68</i>

2 – DESCRIPTION DES RESEAUX

Dans ce tableau, la description des tronçons sera surtout effectuée pour les zones recensées problématiques ou susceptibles de le devenir. La capacité des tronçons a été calculée en écoulement libre (pas de mise en charge) réseau plein par Manning-Strickler en tenant compte de l'état des réseaux.

Il est à noter que le tracé de quelques tronçons n'a pu être exactement déterminé en raison de leur inaccessibilité. Nous avons donc extrapolé leurs caractéristiques d'après les tronçons en amont et aval et demandé confirmation aux services techniques communaux.

Le détail du réseau est fourni en annexe.

<i>Versant C</i>	<i>Tronçon</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Pente %</i>	<i>Rugosité</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Capacité (m3/s)</i>
1.1	L1	Ø400	0,86	0,017	7	0,15
	L2	Ø600	1,11	0,017	35	0,50
	L3	Fossé	0,81	0,033	200	0,81
1.2	L4	Ø400	0,86	0,017	7	0,15
	L5	Ø300	1,19	0,017	63	0,08
	L6	Fossé	1,17	0,033	173	0,57
1.3	L8	Ø400	-0,57	0,018	7	/
	L9	Fossé	0,46	0,033	164	0,69
1.1+1.2+1.3	L15	Fossé	0,71	0,033	315	1,39
1	L20	Ø600	0,56	0,017	9	0,35
	L21	Ø800	1,70	0,017	10	1,32
2.1	L22a	Ø300	1,79	0,017	14	0,10
	L22b	Ø300	1,79	0,017	14	0,10
1+2.1	L23	Fossé	0,81	0,033	96	3,50
	L24	Ø800	0,85	0,017	132	0,93
1+2.1+2.2	L25	Ø800	3,60	0,017	5	1,92
	L26	Fossé	0,47	0,033	73	2,25
	L30	Ø800	0,37	0,017	94	0,62
	L31a	Ø600	0,00	0,017	24	/
	L31b	Ø400	1,36	0,018	11	0,71
2.3	L35	Ø300	1,33	0,017	117	0,09
1+2	L40	Ø800	1,69	0,017	16	1,31
	L41	Ø800	0,81	0,017	68	0,91
3.1	L45	Ø300	1,77	0,017	26	0,10
3.2	L46	Ø300	3,53	0,017	15	0,14
	L47	Ø500	0,00	0,017	5	/
3	L48	Ø500	0,77	0,017	52	0,25
	L49	Ø300	2,56	0,017	9	0,12
1+2+3	L55	Ø800	2,10	0,017	153	1,47
1+2+3+4.1	L56	Ø800	1,27	0,017	44	1,14
4.2	L60	Ø400	2,44	0,017	64	0,25
	L61	Ø300	2,58	0,017	40	0,12
	L62	Ø300	1,20	0,017	10	0,08
	L63	Fossé	0,72	0,033	58	0,64
1+2+3+4.1+4.2	L65	Fossé	0,88	0,033	52	1,24
1+2+3+4	L66	Ø800	1,29	0,017	7	1,15
	L67	Fossé	0,58	0,033	130	1,51
	L68	Ø800	0,58	0,017	24	0,77

Le versant D du Gué au Voyer ne sera pas modélisé par le logiciel XP-SWMM. La surface du versant étant relativement faible, les calculs seront effectués manuellement pour les deux traversées de la R.D. 37 (Ø300 et Ø400).

On obtient les résultats suivants :

Versant	Diamètre (mm)	Pente %	Rugosité	Longueur (m)	Capacité (m ³ /s)	
					Ecoulement libre	Mise en charge
D	Ø300	1,17	0,017	24	0,08	0,10
	Ø400	0,90	0,017	29	0,15	0,35

Comme précédemment, les capacités en écoulement libre sont calculées avec la formule de Manning-Strickler. Les capacités avec mise en charge sont prises en limite de débordement sur voirie.

3 – CALCUL DES DEBITS DE POINTES

3.1 – Par sous-bassin

Par la méthode SCS (Soil Conservation Service) du logiciel XP-SWMM, nous avons calculé les débits de pointe théoriques pour chaque sous-bassin afin de les injecter dans le réseau.

Nous avons retenu plusieurs pluies décennales de durées différentes (10 à 75 min). Cette distinction a été faite pour tenir compte de tout le réseau. En effet, plus la pluie considérée est courte plus elle sera proche des temps de concentration des petits versants et les risques de saturation sensibles en amont. Pour les pluies plus longues, les réseaux testés seront en aval. Dans tous les cas, il a été retenu une pluie de 240 min d'une période de retour 5 ans avec, à 120 min, un pic décennal correspondant à la pluie considérée.

Le tableau suivant présente les résultats de trois pluies, les autres sont annexés. Le schéma de principe pour la modélisation des pluies de projet est également en annexe.

Versant C	Débits théoriques décennaux (m ³ /s) en fonction de la durée de pluie		
	15 min	30 min	45 min
1.1	0,44	0,51	0,54
1.2	0,30	0,34	0,34
1.3	0,43	0,49	0,50
1.4	0,60	0,68	0,70
2.1	0,47	0,53	0,55
2.2	0,60	0,59	0,50
2.3	0,48	0,43	0,38
3.1	0,59	0,68	0,65
3.2	0,56	0,53	0,49
4.1	0,50	0,44	0,40
4.2	0,50	0,43	0,39
4.3	0,40	0,46	0,47

Le débit du versant D n'ayant pas été modélisé, il a été calculé pour une durée de pluie égale à son temps de concentration (11 min). On obtient un débit de pointe de 0,85 m³/s.

3.2 – Assemblage des bassins

Le logiciel XP-SWMM permet d'effectuer l'assemblage des sous-versants et de déterminer la transmission des débits de l'amont vers l'aval en intégrant les déphasages des pointes de débits. Différents nœuds et tronçons vont nous intéresser, correspondant aux zones de saturations actuelles.

Dans ces simulations, nous avons considéré les réseaux comme non réducteurs, de manière à obtenir des débits de pointe théoriques.

Ces simulations sont également annexées, ainsi que celles des débits de pointe actuels avec le profil des tronçons.

Nœud	Versant C	Tronçon	Débits de pointe théoriques 10 ans (m ³ /s)			
			15 min	45 min	60 min	75 min
BVC 1.1	1.1	L1	0,44	0,54	0,54	0,53
N2		L2	0,44	0,54	0,54	0,53
N3		L3	0,44	0,54	0,54	0,53
BVC 1.2	1.2	L4	0,30	0,34	0,33	0,32
N5		L5	0,30	0,34	0,33	0,32
N6		L6	0,32	0,34	0,33	0,32
BVC 1.3	1.3	L8	0,43	0,50	0,49	0,47
N9		L9	0,44	0,51	0,49	0,48
N15	1.1+1.2+1.3	L15	1,09	1,31	1,31	1,28
BVC 1.4&N20	1	L20	1,61	1,94	1,94	1,91
N21		L21	1,62	1,94	1,94	1,91
BVC 2.1	2.1	L22a	0,23	0,27	0,27	0,26
BVC 2.1		L22b	0,23	0,27	0,27	0,26
N23	1+2.1	L23	2,02	2,42	2,43	2,40
N24		L24	2,01	2,42	2,42	2,39
BVC 2.2&N25	1+2.1+2.2	L25	2,19	2,65	2,69	2,68
N26		L26	2,18	2,64	2,69	2,68
N30		L30	2,17	2,64	2,69	2,68
N31		L31a	1,00	1,07	1,07	1,06
N31		L31b	1,17	1,58	1,62	1,62
BVC 2.3	2.3	L35	0,47	0,38	0,35	0,32
N40	1+2	L40	1,24	1,64	1,71	1,74
N41		L41	2,24	2,70	2,78	2,80
BVC 3.1	3.1	L45	0,59	0,69	0,67	0,65
BVC 3.2	3.2	L46	0,56	0,49	0,45	0,42
N47		L47	0,56	0,49	0,45	0,42
N48	3	L48	0,86	1,02	1,01	0,98
N49		L49	0,87	1,02	1,01	0,98
N55	1+2+3	L55	2,85	3,55	3,66	3,67
BVC 4.1&N56	1+2+3+4.1	L56	2,93	3,64	3,78	3,82

BVC 4.2	4.2	L60	0,49	0,39	0,35	0,32
N61		L61	0,48	0,38	0,35	0,32
N62		L62	0,48	0,38	0,35	0,32
N63		L63	0,46	0,36	0,33	0,30
N65		1+2+3+4.1+4.2	L65	3,00	3,71	3,88
BVC 4.3&N66	1+2+3+4	L66	3,00	3,71	3,88	3,94
N67		L67	3,30	4,14	4,31	4,36
N68		L68	3,30	4,14	4,31	4,36

Il est à noter que le nœud choisi comme indicateur sur chaque tronçon est celui situé à l'amont. Ce point est important car il indique le sens d'écoulement. Certains nœuds sont associés à des nœuds dits « bassins versants » car les réseaux les reliant sont fictifs. Ces réseaux fictifs sont utilisés pour obtenir une étude plus claire et plus sûre.

Globalement la pluie la plus défavorable est celle d'une heure, à l'exception des têtes de petits bassins plus sensibles aux pluies courtes.

En ce qui concerne le versant D, le débit de pointe théorique est égal à celui du seul bassin versant, c'est-à-dire 0,85 m³/s. Ce débit devra être évacué par les deux exutoires interconnectés.

CARTO A0 E.I

B – RECHERCHE DES DYSFONCTIONNEMENTS

1 – Adéquation des réseaux

2 – Simulations hydrauliques

3 – Résultats de l'enquête de terrain

4 – Autres facteurs de dysfonctionnement

I - ADEQUATION DES RESEAUX

Dans le tableau ci-dessous, nous avons reporté les données des deux tableaux précédents. Pour les débits de pointe de chaque tronçon, nous avons utilisé le résultat le plus défavorable entre les différentes pluies simulées en décennal (10 à 75 min).

<i>Nœud</i>	<i>Versant C</i>	<i>Tronçon</i>	<i>Débit de pointe (m3/s)</i>	<i>Capacité du tronçon (m3/s)</i>	<i>Rapport Débit / Capacité</i>
BVC 1.1	1.1	L1	0,54	0,15	3,60
N2		L2	0,54	0,50	1,10
N3		L3	0,54	0,81	0,65
BVC 1.2	1.2	L4	0,34	0,15	2,30
N5		L5	0,34	0,08	4,30
N6		L6	0,35	0,57	0,60
BVC 1.3	1.3	L8	0,50	/	/
N9		L9	0,51	0,69	0,75
N15	1.1+1.2+1.3	L15	1,31	1,39	0,95
BVC 1.4&N20	1	L20	1,94	0,35	5,55
N21		L21	1,94	1,32	1,45
BVC 2.1	2.1	L22a	0,27	0,10	2,70
BVC 2.1		L22b	0,27	0,10	2,70
N23	1+2.1	L23	2,43	3,50	0,70
N24		L24	2,42	0,93	2,60
BVC 2.2&N25	1+2.1+2.2	L25	2,69	1,92	1,40
N26		L26	2,69	2,25	1,20
N30		L30	2,69	0,62	4,35
N31		L31a	1,07	/	/
N31		L31b	1,62	0,71	2,30
BVC 2.3	2.3	L35	0,47	0,09	5,25
N40	1+2	L40	1,74	1,31	1,35
N41		L41	2,80	0,91	3,05
BVC 3.1	3.1	L45	0,69	0,10	6,90
BVC 3.2	3.2	L46	0,56	0,14	4,00
N47		L47	0,56	/	/
N48	3	L48	1,02	0,25	4,10
N49		L49	1,02	0,12	8,55
N55	1+2+3	L55	3,67	1,47	2,50
BVC 4.1&N56	1+2+3+4.1	L56	3,82	1,14	3,35
BVC 4.2	4.2	L60	0,50	0,25	2,00
N61		L61	0,48	0,12	4,00
N62		L62	0,48	0,08	6,00
N63		L63	0,46	0,64	0,70
N65	1+2+3+4.1+4.2	L65	3,94	1,24	3,20
BVC 4.3&N66	1+2+3+4	L66	3,94	1,15	3,45
N67		L67	4,36	1,51	2,90
N68		L68	4,36	0,77	5,65
/	Versant D	/	0,85	0,08+0,15=0,23	3,70

Dans le tableau ci-dessus, un code de couleur a été attribué en fonction des rapports débit théorique décennal / capacité du réseau. Les couleurs rouge et orange indiquent des émissaires trop réduits entraînant des dysfonctionnements importants. Les couleurs bleu ou vert signalent un léger dysfonctionnement ou non, avec pas ou peu de perturbations.

Les tronçons non colorés correspondent à des tronçons à contre-pentes. Ces derniers n'ayant pas en théorie de capacité, permettent quand-même l'évacuation des eaux grâce à leur mise en charge par l'amont.

Au vu de ce tableau, la quasi-totalité des tronçons busés est largement sous-dimensionnée sur l'ensemble du versant du Gué au Voyer.

Versant C :

La saturation des réseaux entraîne des débordements importants au niveau de trois secteurs :

- Route du Fleuve (RD 104) au niveau du village « La petite Courbe ». Cette route traverse le versant étudié de bout en bout et les deux traversées de route sont insuffisantes pour évacuer les eaux de ruissellements des sous-versants amont (BVC 1.1 et 1.2). Pour une pluie décennale d'une heure, les volumes ruisselés sont d'environ 750 m³. Ce secteur constitue un premier réducteur de débits, le réseau aval est alors soulagé et donc moins sensible aux saturations.
- Rue de la Graholière, qui capte les sous-versants 1 et 2.1 soit près de 50 ha. Les débordements occasionnés ruissellent le long de la rue tout en étant captés par les réseaux parallèles en fossés. Cependant, ce secteur étant déjà partiellement urbanisé et urbanisable, les ruissellements y sont gênants (environ 1500 m³). Cette zone constitue un deuxième réducteur de débits importants.
- Carrefour et rue du Boulay. Cette zone urbanisée reçoit les eaux pluviales des sous-versants 1, 2, 3 et 4.1 et subit des ruissellements importants par faibles laminages sur voirie. On estime à 3000 m³ les eaux excédentaires avec quelques parcelles privées situées sous le niveau de la route, donc sujettes aux inondations.

Les deux premiers secteurs problématiques cités constituant des pôles importants de réduction de débit, le réseau aval est donc moins sensible aux saturations, ce qui n'empêche pas les débordements de la rue du Boulay. On en déduit donc que les réseaux EP concernés sont très largement sous dimensionnés.

Versant D :

A priori, les deux traversées de la RD 37 étant sous dimensionnées, ce versant est également soumis à quelques débordements. En revanche, ils ruissellent vers l'espace vert bordant la route, ces inondations engendrent donc des conséquences moindres.

2 – SIMULATIONS HYDRAULIQUES

Nous avons effectué des simulations de débits avec les mêmes pluies que précédemment en considérant les réseaux actuels. Ces simulations sont annexées. Les résultats obtenus sont en corrélation avec les rapports « débit afférent / capacité ». La quasi-totalité des réseaux du versant est en charge avec plusieurs débordements.

Il est à noter que les points de saturation importants en partie amont et centrale du versant étudié, en particulier sur la rue de la Graholière, soulagent les tronçons en aval, si bien que les dysfonctionnements sont moins conséquents dans la partie aval où les réseaux sont théoriquement les plus sous-dimensionnés.

Nos simulations ont montré des dysfonctionnements importants aux nœuds suivants :

BVC 1.1 : Traversée de route de capacité inférieure aux débits afférents. Ces débordements sont collectés par les fossés bordant la route et évacués par une Ø600 en terrain privé. Ces dysfonctionnements ont donc moins d'incidences à condition que les fossés et réseaux ne soient pas trop colmatés par les débris amont.

BVC 1.2 & N5 : Traversée de route (Ø400) déjà sous dimensionnée avec réduction immédiate de diamètre (Ø300). Le busage en Ø400 ne permet pas d'évacuer les flux afférents du versant rural (vignes et cultures maraîchères). Contrairement au cas précédent, les eaux excédentaires ne peuvent non seulement pas être évacuées mais les débordements sont aggravés par la réduction de diamètre (Ø300). Ces excédants ruissellent sur la voirie tout en étant récupérés par les fossés collecteurs de la route du Fleuve, mais viennent aggraver les dysfonctionnements du BVC 1.1.

BVC 1.3 : Réseau sous dimensionné et à contre-pente. Cependant, les débordements occasionnés sont limités par les fossés même si le risque de colmatage est important et étant au milieu de cultures maraîchères, ces débordements n'ont que peu d'incidences.

N20 : Entrée en réseau de capacité très insuffisante. La réduction de débit est importante, on passe de 1,40 à 0,78 m³/s actuellement avec en théorie un débit de 1,94 m³/s. Les volumes excédentaires sont donc conséquents et ruissellent directement vers les habitations protégées par des fossés.

BVC 2.1 : Double traversée en Ø300 de la rue de la Graholière insuffisante, les débordements sont limités par les fossés mais s'ajoutent à un secteur déjà problématique. Les ruissellements importants (environ 1500 m³ en 1h) de cette rue sont gênants du fait des habitations et ruissellent jusqu'à l'intersection des trois rues (Graholière, Gros Frêne et Maraîchins) formant une petite cuvette.

N25 : Capacité du réseau insuffisante au vu des débits afférents. Les ruissellements engendrés viennent s'ajouter à ceux de la rue de la Graholière et étant en point bas, des inondations doivent apparaître. Toutefois, ces inondations sont limitées par les fossés collecteurs.

BVC 2.3 : Réseau rue de la Vendée sous dimensionné. Les eaux excédentaires s'écoulent le long de la voirie et rejoignent le carrefour de Boulay.

BVC 3.1&3.2 : Réseaux des routes du Soleil Levant et des Meuniers très insuffisants, en particulier pour le sous-versant 3.1 où le réseau enterré est inaccessible. Une réduction de diamètre ($\emptyset 400$ en $\emptyset 300$) a été constatée pour ce même versant, mais l'endroit précis du changement est inconnu. Les volumes ruisselés par faibles laminages, se rejoignent également au carrefour de Boulay.

N49 : Réduction importante de diamètre ($\emptyset 500$ en $\emptyset 300$) pour la traversée de la rue de Boulay entraînant des débordements sur voirie dans un secteur déjà problématique.

N56 : Réseau enterré de capacité très faible au vu des débits afférents à évacuer. Ces débordements se mêlent avec ceux déjà conséquents de la rue de Boulay. Cette rue constitue donc le secteur le plus problématique du versant du Gué au Voyer avec près de 3000 m³ d'eaux ruisselées pour une pluie d'une heure en milieu urbain. Ces ruissellements sont collectés par les fossés en bas de la rue, mais lors de fortes précipitations des inondations doivent se produire avec des conséquences notables pour les constructions proches.

N61&N62 : Le réseau de la rue de la Loire rejoignant celui de la rue du Boulay comprend successivement une réduction de diamètre ($\emptyset 400$ en $\emptyset 300$) puis une rupture de pente sans augmentation de diamètre. Ces deux dysfonctionnements engendrent des débordements normalement captés par le fossé rue du Boulay, mais qui actuellement aggravent les inondations d'un secteur déjà bien problématique.

Il est intéressant de noter que la présence de ces zones tampons involontaires diminue fortement les débits à l'exutoire. On obtient un débit actuel, avec mise en charge, de 1,52 m³/s contre 4,36 m³/s en théorie. Il est important d'assimiler le fait que les diverses zones problématiques entraînent des dysfonctionnements nombreux mais moins conséquents. En revanche, la réfection seule des réseaux amont entraînerait des dysfonctionnements plus importants et donc plus néfastes pour les secteurs urbains aval.

Afin de vérifier nos calculs et nos interprétations, nous avons confronté ces résultats à une enquête de terrain et demandé confirmation aux services techniques communaux.

3 – RESULTATS DE L'ENQUETE DE TERRAIN

L'enquête auprès des riverains et services techniques communaux valide les résultats obtenus. Des débordements sont régulièrement observés au niveau de la Graholière et du Boulay.

L'insuffisance globale du réseau étant relativement importante, les dysfonctionnements sur le versant sont observés pour des fréquences quasi-annuelles.

4 – AUTRES FACTEURS DE DYSFONCTIONNEMENT

Un des problèmes rencontré est le colmatage de certains tronçons qui peut avoir plusieurs raisons :

- ***Réseau à faibles pentes*** : Ce problème est rencontré en divers points limitant ainsi les vitesses d'écoulement de l'eau et favorisant les dépôts des particules les plus importantes lors des faibles pluies. Les sédiments demandant alors des vitesses plus élevées pour être mobilisés, ils constituent ensuite des réductions artificielles de ces réseaux déjà sous-dimensionnés et accentuent la fréquence des dysfonctionnements.
- ***Apports de graviers et éléments fins (sables ...)*** par les versants amont ruraux (érosion des sols).
- ***Apports de débris végétaux*** : Cet apport est également dû à la présence des vignes. Lors d'intempéries, les feuilles de vignes transitent jusqu'au réseau d'eau pluviale par le biais du ruissellement de l'eau.

En plus de tous les dysfonctionnements hydrauliques décrits précédemment, il faut noter que l'état des réseaux est un facteur loin d'être négligeable.

C – SOLUTIONS PROPOSEES

1 – Choix des options

2 – Propositions de travaux

2.1 – Déviation du versant amont du Village Joli

2.2 – Création d'une traversée de route au lieu-dit « La Petite Courbe », recalibrage du principal fossé collecteur et remblaiement du TN

2.3 – Création des bassins de rétention amont « La Graholière »

a – Choix de la période de retour

b – Choix du débit de fuite

c – Calcul du volume de rétention

d – Option de traitement

2.4 – Redimensionnement des réseaux

a – Modifications à réaliser

b – Débits générés après redimensionnement

3 – Phasage des travaux et estimatif financier

Carte travaux A0

C – SOLUTIONS PROPOSEES

I – CHOIX DES OPTIONS

Le système de collecte des eaux pluviales étudié peut être scindé en deux secteurs types. En effet, nous pouvons distinguer un secteur plutôt rural, composé essentiellement d'un maillage de fossés collecteurs, et un secteur urbain collecté par buses enterrées. Ces deux configurations différentes imposent chacune des contraintes particulières dans le cadre d'une recherche de solutions visant à réduire les dysfonctionnements constatés.

Ainsi, dans un cadre urbain, nous nous attacherons à proposer les travaux les plus limités afin de restreindre les ouvertures de voiries. De plus, le dimensionnement de ces propositions devra tenir compte des exigences de pentes minimales et de couverture des canalisations.

Les propositions en milieu rural devront être calibrées pour la collecte de versants plus importants et générant des flux hydrauliques conséquents dûs aux cultures maraîchères et viticoles.

Le versant du Gué au Voyer comprend également trois zones urbanisables dans un proche avenir. Celle située en aval immédiat de la Petite Courbe et de la Meslerie (zone NAa du PLU) sera intégralement gérée sur le plan hydraulique grâce à la création d'un bassin de rétention. En revanche, pour les deux autres (NAa et Nab5), le lotisseur aura l'obligation de ne pas augmenter les flux d'eaux pluviales. Cependant, les flux actuels étant relativement importants (cultures maraîchères), les divers aménagements ne devraient pas considérablement aggraver l'hydraulique du secteur.

Les solutions retenues sont principalement :

- Orientation des eaux de la partie amont du Village Joli vers les fossés existants le long du Chemin d'exploitation n°209, afin d'éviter des redimensionnements en propriétés privées ;
- Création d'une traversée de la route du Fleuve et recalibrage de plusieurs fossés collecteurs ;
- Implantation d'un bassin de rétention amont (secteur de la Graholière) pour éviter le transfert de flux plus importants sur le secteur urbain déjà problématique, et en même temps gérer les futurs flux d'eaux pluviales de la zone NAa, au moins au niveau hydraulique ;
- Redimensionnement des deux traversées de la rue de la Graholière pour pallier aux dysfonctionnements actuels ;
- Redimensionnement de la partie finale des réseaux rejoignant le carrefour de Boulay. Les rues ou routes concernées sont celles du Soleil Levant, des Meuniers et de la Vendée ;
- Création d'un second réseau rue de Boulay en parallèle à celui existant ;

- Recalibrage des fossés aval et redimensionnement de la buse « exutoire » ;
- Redimensionnement des derniers tronçons de la rue de la Loire et déviation des flux vers le fossé existant longeant la parcelle 207 et rejoignant l'exutoire ;
- Création d'une traversée sous voirie et d'un fossé écrêteur pour le versant D (La Basse Rivière).

2 – PROPOSITIONS DE TRAVAUX

2.1 – Déviation du versant amont du Village Joli

Afin de soulager les deux traversées sous voirie au niveau de la Petite Courbe, le versant BVC 1.2 sera dévié vers les fossés existants le long du chemin d'exploitation n°209. Ce transfert de flux permet aussi d'éviter des redimensionnements en propriétés privées (parcelles n°284 et 379).

La réalisation de cette connection se fera par traversée de la route du Fleuve en Ø500 (L50). Un recalibrage des fossés sera également nécessaire et une seconde traversée sera créée (Chemin d'exploitation) en Ø600 (L8b) pour évacuer les flux supplémentaires et soulager le tronçon L8a.

Plusieurs fossés amont des versants BVC 1.2 et 1.3 pourront être recalibrés, voire créés pour un meilleur écoulement des eaux superficielles. Dans le même but, la traversée de la route de la Courbe en Ø300 étant effondrée pourra être remplacée.

2.2 – Création d'une traversée de route au lieu-dit « La Petite Courbe », recalibrage du principal fossé collecteur et remblaiement du TN

Une seconde traversée de la route du Fleuve sera créée (L1b-Ø500) en parallèle à celle existante (L1a-Ø400). Elle permettra de supprimer les débordements sur voirie ou en limite de parcelles désagréables pour les riverains.

Le principal fossé collecteur (L15) devra être recalibré pour, d'une part évacuer les nouveaux flux afférents et d'autre part accepter la remontée du niveau d'eau provoquée par la mise en charge du bassin de rétention aval. Le bord du fossé, donc le TN (Terrain Naturel) devra être égal au minimum à la hauteur d'eau centennale dans le bassin de rétention. Nos simulations donnent un niveau d'eau maximum dans le bassin à 14,30 mAN, le TN sera donc remblayé à cette même hauteur pour éviter les risques d'inondations. Le volume de remblai, d'environ 1000 m³, pourra provenir du terrassement du bassin de rétention.

2.3 – Création du bassin de rétention amont « La Graholière »

Ce bassin de rétention est nécessaire pour deux principales raisons :

- Limiter le redimensionnement des réseaux aval sous voirie.
- Stocker les futurs flux de la zone amont NAa amenée à être plus urbanisée. Pour se faire, une traversée de la route du Soleil Levant (Ø600-L111) devra être créée au niveau de la parcelle 11.

La solution la plus intéressante serait de placer le bassin le plus en aval possible afin d'inclure la majeure partie du versant rural. L'implantation se ferait probablement sur les parcelles n°223 et 225.

Le dimensionnement de ce bassin permettra également une décantation naturelle des particules en suspension les plus fines. Cet aspect n'est pas négligeable compte tenu du caractère rural des versants constatés. Ainsi, les réseaux aval à ce bassin de rétention seront protégés des risques d'encombrements par les débris charriés par les eaux pluviales.

a - Choix de la période de retour

La détermination du volume d'eau à stocker va être faite grâce à la méthode des pluies, conformément à la circulaire 77-284 avec néanmoins confirmation par le logiciel XP SWMM des volumes calculés.

Du fait de la sensibilité des réseaux aval et de l'existence de zones urbaines proches, nous proposons un dimensionnement du bassin pour des pluies de période de retour d'au moins 50 ans. De plus la revanche devra permettre de tamponner des pluies centennales.

b - Choix du débit de fuite

Le débit de fuite sera établi en fonction des capacités du réseau aval, sans surdimensionner le volume de rétention du bassin à créer. Nous proposons donc :

- 200 l/s en décennal
- 250 l/s en cinquantennal
- 280 l/s en centennal

Il est à noter que ces débits resteront nettement inférieurs au débit de pointe actuel des versants concernés. On passera de 1,40 m³/s à 0,200 m³/s pour des pluies décennales. Le débit à transmettre sans ce bassin serait de 1,94 m³/s avec les réfections des réseaux amont.

En fond de bassin, la pose d'un caniveau en béton permettra l'écoulement des eaux lors des pluies de faibles intensités.

c - Calcul du volume de rétention

La méthode des pluies considère pour une durée de pluie, le volume ruisselé, le volume évacué par le débit de fuite et leur différence qui correspond au volume de rétention. Ce point a été calculé en considérant des pluies décennales à centennales. Il est à noter que la surface de collecte prise en compte est de 48 ha correspondant aux versants BVC 1 et BVC pro 3.1a.

Volume stocké dans le bassin de rétention en fonction de la durée et de la fréquence de la pluie

Pluie cinquantennale considérée			Débit moyen (m ³ /s)		Volume évacué	Volume tamponné	Variation de ruissellement
Durée	Hauteur	Intensité	actuel	futur			
0,00 h	0 mm	0,0 mm/h	0,00	0,00	0 m ³	0 m ³	0 m ³
0,25 h	19,6 mm	78,4 mm/h	7,21	7,53	194 m ³	6 580 m ³	-6 298 m ³
0,50 h	26,7 mm	53,4 mm/h	4,91	5,13	419 m ³	8 809 m ³	-8 425 m ³
1,00 h	36,3 mm	36,3 mm/h	3,34	3,49	869 m ³	11 677 m ³	-11 154 m ³
2,00 h	41,5 mm	20,8 mm/h	1,91	1,99	1 769 m ³	12 574 m ³	-11 976 m ³
3,00 h	47,3 mm	15,8 mm/h	1,45	1,51	2 669 m ³	13 678 m³	-12 997 m ³
6,00 h	47,5 mm	7,9 mm/h	0,73	0,76	5 369 m ³	11 048 m ³	-10 364 m ³
9,00 h	52,6 mm	5,8 mm/h	0,54	0,56	8 069 m ³	10 110 m ³	-9 353 m ³
12,00 h	57,7 mm	4,8 mm/h	0,44	0,46	10 769 m ³	9 173 m ³	-8 342 m ³
24,00 h	73,6 mm	3,1 mm/h	0,28	0,29	21 569 m ³	3 868 m ³	-2 808 m ³
48,00 h	88,6 mm	1,8 mm/h	0,17	0,18	30 620 m ³	0 m ³	1 276 m ³
96,00 h	113,8 mm	1,2 mm/h	0,11	0,11	39 329 m ³	0 m ³	1 639 m ³

On obtient donc un volume de rétention de 14 000 m³ pour une pluie cinquantennale.

Le volume de rétention pour un événement pluvieux centennal est de 15 850 m³. Les simulations du logiciel XP-SWMM donnent le même volume de rétention.

Les résultats des deux méthodes étant concordants, le volume final à tamponner sera de 16 000 m³ en centennal.

Tableau de résultats :

Période de retour de la pluie	Volume utile à tamponner
10 ans	9 500 m ³
20 ans	11 000 m ³
50 ans	14 000 m ³
100 ans	16 000 m ³

Pour simuler le bassin sur le logiciel, nous nous sommes basés sur :

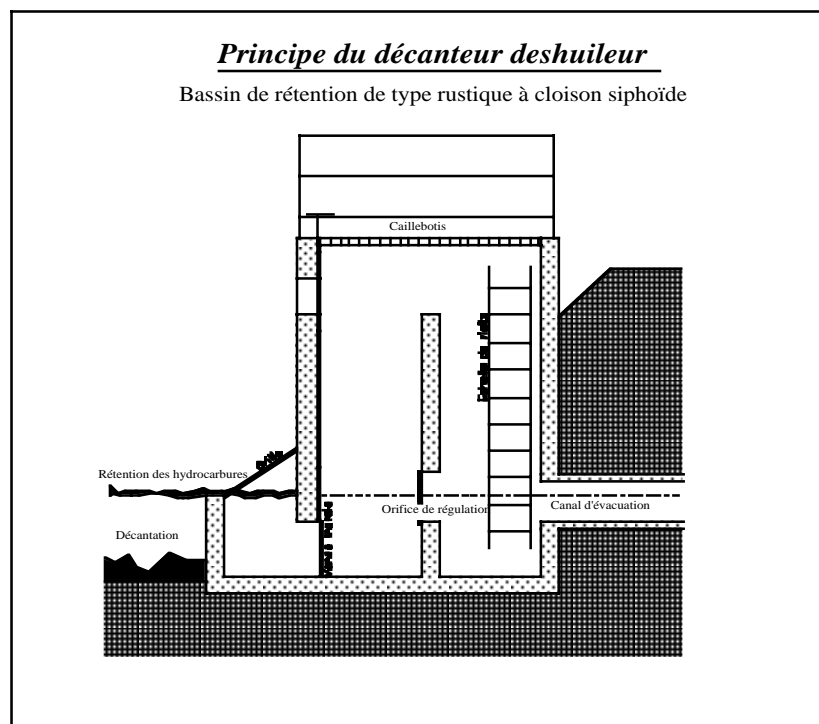
Altitude crête de digue : 14,30 mAN
 Altitude radier : 12,00 mAN
 Ouvrage d'évacuation : Ø 300 à 12,00 mAN
 Niveau de crue centennale : 14,30 mAN
 Niveau de crue cinquantennale : 13,90 mAN
 Niveau du trop-plein : Ø400 à 13,90 mAN
 Surface en gueule : environ 8 000 m²
 Parements intérieurs : 1/2,5

d- Option de traitement

Pour ce bassin de rétention, la surface collectée est aussi bien rurale qu'urbaine, avec l'urbanisation prochaine de la zone NAa. Comme vu précédemment, le versant rural mobilise des sédiments et des débris végétaux obturant les canalisations aval, tandis que le versant urbain apporte une pollution différente, tels que les hydrocarbures.

Pour une meilleure efficacité sur les particules en suspension qui représentent 85 % de la pollution totale véhiculée par les eaux de ruissellements, ce bassin pourra être maintenu en eau. Sinon, un ou plusieurs bassins dits « pré-tampons » pourront être prévus lors des aménagements de la zones NAa.

Grâce à la pose d'un ouvrage siphonoïde, le bassin de rétention présentera également un effet déshuileur. Cet ouvrage pourra également être muni d'une vanne obturatrice pour confiner les eaux souillées en cas de pollutions accidentelles. De plus, la mise en place d'une grille permettra de retenir les éventuels macro-déchets.



Il est à noter que la solution proposée présente l'inconvénient de laisser apparaître en surface de la lame d'eau un film d'hydrocarbures à aspect négatif dans le cadre d'aménagements paysagers. Hors risques accidentels, il peut facilement être traité de manière passive. En effet, la mise en place d'une végétation rivulaire type ceinture d'hélophytes permet par adsorption de capter le film surnageant et d'accélérer la dégradation des hydrocarbures.

2.4 – Redimensionnements des réseaux

a – Modifications à réaliser

➤ Rue de la Graholière

Les deux traversées de la rue de la Graholière étant insuffisantes pour évacuer les eaux du BVC 2.1, elles seront redimensionnées en Ø400. Ces redimensionnements ne prennent pas en compte la possibilité d'imperméabilisation de la zone NAa de la Graholière mais les ruissellements étant déjà conséquents, l'impact hydraulique sera moins important.

Les eaux pluviales rejoignent le carrefour via une canalisation enterrée (L30) de diamètre Ø800, mais de faible pente (0,37 %), sa capacité d'évacuation est donc fortement diminuée et trop faible. Pour éviter son redimensionnement (94 ml), le fossé amont sera élargi afin d'augmenter son effet écrêteur.

➤ Carrefour de Boulay

Toutes les eaux de ruissellement du versant étudié se concentrent à ce carrefour et sont évacuées par réseau enterré sous la rue du Boulay. Cependant, les réseaux des rues adjacentes sont sous-dimensionnés et l'accumulation des ruissellements devient dangereuse pour la circulation et gênante pour les riverains. Les rues ou routes concernées sont :

- route du Soleil Levant,
- route des Meuniers,
- rue de la Vendée.

La partie finale des réseaux sera à redimensionner avec cependant une tranche ferme et une tranche conditionnelle. La première consiste à réhabiliter le minimum de tronçons en conservant des ruissellements par faibles laminages sur la partie amont de la voirie concernée. La seconde conseille un plus grand nombre de redimensionnements pour limiter au maximum les ruissellements.

Les travaux de la route des Meuniers sont commencés et un réseau EP busé (Ø300) va être posé le long de celle-ci. Quelques ruissellements, sans conséquence, risquent d'être observés. Ils seront récupérés par les avaloirs du carrefour de Boulay.

➤ Rue de Boulay et exutoire

Le réseau existant Ø800 (L40-41-55-56-65-66) est insuffisant au vu des débits afférents malgré le bassin de rétention plus en amont. Deux solutions sont envisageables, soit redimensionner ces tronçons Ø800 en Ø1000 en abaissant le radier, soit créer un deuxième réseau (Ø700 et Ø800) de l'autre côté de la route. La deuxième solution semble la plus avantageuse en terme de coût pour la commune.

Le tronçon L121 (Ø500) pourra être réhabilité afin d'éviter tout ruissellement.

Ce double réseau se rejoindra au niveau du nœud N125 ainsi que celui de la route des Faucardeurs avant de se jeter dans le fossé existant via une buse rectangulaire. Cette dernière (1*1,5 - L125) permet de conserver un niveau d'eau maximum constant et ainsi éviter la mise en charge des réseaux amont.

Il faut noter que les futurs aménagements de la zone NAb5 du PLU n'ont pas été pris en compte. Le lotisseur aura donc obligation de ne pas aggraver la situation hydraulique actuelle en sachant que les ruissellements y sont déjà importants.

Les fossés L67 et L150 seront à recalibrer pour permettre une bonne évacuation des flux afférents mais aussi écrêter les débits de pointe pour limiter le dimensionnement de la buse exutoire. Cette buse (Ø800) devra quand-même être remplacée par une Ø1000 afin d'éviter la mise en charge des réseaux amont et les débordements des fossés.

➤ ***Rue de la Loire***

Le réseau collectant le versant BVC 4.2 étant insuffisant, les derniers tronçons seront repris (Ø500 - L60 et 61), ainsi que la traversée sous voirie (Ø600 - L62). Les flux transmis seront orientés vers un fossé existant (L140). Ce dernier sera recalibré et rejoindra le fossé L150 et l'exutoire C.

➤ ***Rue de la Basse rivière (versant D)***

Afin de pallier aux dysfonctionnements du versant D, une traversée de la rue de la Basse Rivière sera créée dans son point bas pour récupérer le maximum de ruissellements possible. Cette traversée se fera à l'aide d'une buse rectangulaire (0,4*1) pour conserver un minimum de couverture sous voirie.

Les eaux captées seront dirigées vers un fossé écrêteur qui permettra de diminuer les débits de pointe à transmettre vers l'aval et stocker les eaux excédentaires pendant quelques minutes.

➤ **Récapitulatif des réseaux modifiés ou créés du projet**

Le tableau ci-après recense l'ensemble des tronçons réhabilités, redimensionnés ou créés sur toute la zone d'étude :

Versant	Tronçon	Diamètre (m)	Pente (%)	Rugosité	Longueur (m)	Capacité (m ³ /s)
Pro 1.1a	L1b	0,5	0,86	0,016	7	0,28
Pro 1.2+BVC 1.3	L8b	0,6	1	0,016	7	0,50
	L9	0,8	0,64	0,033	164	1,09
Pro (1.1a+1.1b+1.2) + BVC 1.3	L15	1	0,5	0,033	200	2,34
BVC 2.1	L22a	0,4	1,79	0,016	14	0,23
	L22b	0,4	1,79	0,016	14	0,23
BVC (1+2.1+2.2) + pro 3.1a	L26	1,3	0,47	0,033	53	3,20
	L27	1,3	0,45	0,033	20	15,17
BVC 2.3	L35	0,5	1,33	0,016	117	0,35
Pro 3.1b	L45	0,5	1,77	0,016	26	0,41
BVC 3.2	L46a	0,5	3,53	0,016	15	0,58
	L47	0,6	2	0,016	5	0,71
BVC 3.2 + pro 3.1b	L48	0,7	2,15	0,016	52	1,10
Pro 1.2	L50	0,5	1,11	0,016	9	0,32
	L51	1,2	0,81	0,033	280	1,64
BVC 4.2	L60	0,5	3,05	0,016	64	0,50
	L61	0,5	3	0,016	20	0,50
	L62	0,6	1,31	0,016	13	0,48
BVC (1+2) + pro (3.1a+4.1a)	L65	1	0,88	0,033	52	1,96
	L66	1	1,57	0,016	7	2,44
BVC (1+2+3+4.1)	L67	1,2	0,47	0,033	81	3,44
BVC tot	L68	1	1,5	0,016	24	2,39
BVC 1	L110	1	1,5	0,016	20	2,38
Pro 3.1a	L111	0,6	2	0,017	30	0,66
BVC 1 + pro 3.1a	L112	0,3	1	0,015	10	0,10
	L113	0,4	1,5	0,016	10	0,21
BVC 3.2 + pro 3.1b	L120	0,7	2,14	0,016	142	1,10
BVC 3.2+ pro (3.1b+4.1b)	L121	0,5	3,15	0,016	56	0,54
	L122	0,8	1,24	0,016	94	1,20
BVC (1+2+3+4.1)	L125	1	2	0,02	5	6,03
BVC 4.3	L130	0,5	4,1	0,016	20	0,62
BVC 4.2	L140	0,7	0,93	0,033	125	0,70
BVC tot	L150	1,2	0,53	0,033	49	3,65

b – Débits générés après redimensionnement

Du fait des modifications apportées par les projets proposés plus haut, l'assemblage des sous-versants et les débits en résultants sont différents.

Réseau		Débit de pointe 10 ans (m3/s)			Capacité du tronçon (m3/s)	Qpte _{10ans} / Capacité
Versant	Tronçon	15 min	30 min	45 min		
Pro 1.1a	L1b	0,24	0,29	0,31	0,28	1,10
Pro 1.2+BVC 1.3	L8b	0,51	0,57	0,59	0,50	1,18
	L9	0,66	0,74	0,76	1,09	0,70
Pro (1.1a+1.1b+1.2) + BVC 1.3	L15	1,08	1,23	1,27	2,34	0,54
BVC 2.1	L22a	0,24	0,27	0,28	0,23	1,22
	L22b	0,24	0,27	0,28	0,23	1,22
BVC (1+2.1+2.2) + pro 3.1a	L26	0,82	0,93	0,98	3,20	0,31
	L27	0,76	0,86	0,90	15,17	0,06
BVC 2.3	L35	0,48	0,42	0,38	0,35	1,37
Pro 3.1b	L45	0,31	0,28	0,26	0,41	0,75
BVC 3.2	L46a	0,45	0,42	0,39	0,58	0,78
	L47	0,56	0,53	0,49	0,71	0,78
BVC 3.2+pro 3.1b	L48	0,86	0,81	0,74	1,10	0,78
Pro 1.2	L50	0,27	0,30	0,30	0,32	0,93
	L51	0,26	0,29	0,29	1,64	0,18
BVC 4.2	L60	0,45	0,39	0,35	0,50	0,90
	L61	0,44	0,39	0,35	0,50	0,89
	L62	0,44	0,39	0,35	0,48	0,91
BVC (1+2) + pro (3.1a+4.1a)	L65	0,97	1,07	1,10	1,96	0,56
	L66	0,99	1,08	1,11	2,44	0,46
BVC (1+2+3+4.1)	L67	2,25	2,43	2,43	3,44	0,71
BVC tot	L68	2,54	2,69	2,68	2,39	1,13
BVC 1	L110	1,73	1,99	2,06	2,38	0,86
Pro 3.1a	L111	0,66	0,71	0,70	0,66	1,07
BVC 1 + pro 3.1a	L112	0,14	0,14	0,15	0,10	/
	L113	0,14	0,14	0,15	0,21	0,71
BVC 3.2 + pro3.1b	L120	0,85	0,80	0,74	1,10	0,77
BVC 3.2+ pro (3.1b+4.1b)	L121	0,36	0,31	0,28	0,54	0,66
	L122	1,14	1,08	0,99	1,20	0,95
BVC (1+2+3+4.1)	L125	2,26	2,44	2,43	6,03	0,40
BVC 4.3	L130	0,46	0,52	0,52	0,62	0,84
BVC 4.2	L140	0,45	0,41	0,37	0,70	0,64
BVC tot	L150	2,55	2,69	2,68	3,65	0,74

Le tronçon L112 correspond à la sortie du bassin de rétention, volontairement sous dimensionné pour la mise en charge du bassin.

Quelques tronçons seront mis en charge, mais aucun débordement n'aura lieu pour des pluies décennales. Seule le tronçon L35 est fortement mis en charge, mais cette saturation est de courte durée est les éventuels débordements ne représenteront que de faibles volumes.

3 – PHASAGE DES TRAVAUX ET ESTIMATIF FINANCIER

Du fait de l'importance des opérations, les travaux pourront être réalisés en plusieurs phases.

Le programme serait le suivant :

Phase 1 : Création du bassin de rétention amont secteur de la Graholière.

Phase 2 : Réfection des réseaux en amont de ce bassin créé (La Petite Courbe et –Le Village Joli).

Phase 3 : Réfection des réseaux au niveau du carrefour et de la rue de Boulay. Les autres rues concernées sont celles du Soleil Levant, des Meuniers et de la Vendée.

Phase 4 : Redimensionnement des réseaux rue de la Loire et BV D.

Estimatif financier :

Phase 1 :

Du fait de l'inconnu sur les conditions de réalisation du bassin, nous partirons sur un ordre de grandeur de terrassement.

<i>Création du bassin de rétention Secteur de la Graholière</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
Fourniture et pose Ø300	ml	200,00 €	10	2 000,00 €
Fourniture et pose Ø400	ml	220,00 €	14	3 080,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	10	2 500,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	23	6 440,00 €
Fourniture et pose Ø1000	ml	420,00 €	18	7 560,00 €
Terrassement (bassin et remblai)	m3	10,00 €	17000	170 000,00 €
Ouvrage siphonide	U	4 000,00 €	1	4 000,00 €
Sous-total				195 580,00 €
Divers et imprévus	10%			19 558,00 €
Total				215 138,00 €

Phase 2 :

<i>Réfection des réseaux en amont du bassin de rétention</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
Création ou recalibrage de fossés	ml	3,00 €	1385	4 155,00 €
Fourniture et pose Ø300	ml	200,00 €	9	1 800,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	17	4 250,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	8	2 240,00 €
Sous-total				12 445,00 €
Divers et imprévus	10%			1 244,50 €
Total				13 689,50 €

Phase 3 :

<i>Refection des réseaux Carrefour et rue de Boulay</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
Création ou recalibrage fossé	ml	3,00 €	255	765,00 €
Fourniture et pose Ø400	ml	220,00 €	15	3 300,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	159	39 750,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	5	1 400,00 €
Fourniture et pose Ø700	ml	320,00 €	194	62 080,00 €
Fourniture et pose Ø800	ml	350,00 €	94	32 900,00 €
Fourniture et pose Ø1000	ml	420,00 €	30	12 600,00 €
Fourniture et pose arche 1*1,5	ml	600,00 €	5	3 000,00 €
Sous-total				
				155 795,00 €
Divers et imprévus	10%			15 579,50 €
Total (tranche ferme)				171 374,50 €
<i>Fourniture et pose Ø400</i>				
	<i>ml</i>	<i>220,00 €</i>	<i>224</i>	<i>49 280,00 €</i>
<i>Fourniture et pose Ø500</i>				
	<i>ml</i>	<i>250,00 €</i>	<i>56</i>	<i>14 000,00 €</i>
<i>Total (tranche conditionnelle)</i>				<i>63 280,00 €</i>

Phase 4 :

<i>Refection des réseaux Rue de la Loire et BV D</i>	Unité	Prix unitaire	Quantité	Montant H.T.
Création ou recalibrage fossé	ml	3,00 €	220	660,00 €
Fourniture et pose Ø500	ml	250,00 €	35	8 750,00 €
Fourniture et pose Ø600	ml	280,00 €	13	3 640,00 €
Fourniture et pose arche 0,4*0,8	ml	350,00 €	25	8 750,00 €
Sous-total				
				21 800,00 €
Divers et imprévus	10%			2 180,00 €
Total (tranche ferme)				23 980,00 €
<i>Fourniture et pose Ø500</i>				
	<i>ml</i>	<i>250,00 €</i>	<i>65</i>	<i>16 250,00 €</i>
<i>Total (tranche conditionnelle)</i>				<i>16 250,00 €</i>

Le montant total des travaux s'élève à 424 182 € pour la tranche ferme, auquel pourront s'ajouter les travaux de la tranche conditionnelle (104 783 €).

ANNEXES

- 1 – Schéma de principe des pluies de projet
- 2 – Inventaire des bassins versants et des réseaux (Etat initial et projet)

SIMULATIONS XP-SWMM :

- 3 – Feuilles explicatives
- 4 – Fonctionnement hydraulique : Etat initial
- 5 – Débits théoriques : Etat initial
- 6 – Fonctionnement hydraulique après projet.