

Juin 2024

Ville de DRAGUIGNAN

Maîtrise d'œuvre
pour la réalisation de
bassins de rétention
Bassin des Tours

IDENTIFICATION



INGÉROP Conseil et Ingénierie

Agence de Aix-en-Provence - Domaine du Petit Arbois - Pavillon Laennec - Hall B - BP 20056 - F-13545 Aix-en-Provence cedex 4
Tél. : (33)4 42 50 63 00 - N° Siret: 409 626 135 00250 - ingerop.aix@ingerop.com - ingerop.fr
Siège Social : 18 rue des Jeux gares - CS 70081 - F-92563 Fueil-Malmaison Cedex
S.A.S. au capital de 5 800 000 € - R.C.S. Nanterre B 489 626 135 - APE /112B - Code TVA n° FR 454 896 261 35



GESTION DE LA QUALITE

Version	Date	Intitulé	Rédaction	Lecture	Validation
1	06/2024	EH	EAO	JFI	SAZ

Observations sur l'utilisation du rapport :

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable ; en conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle de ce rapport et annexes ainsi que toute interprétation au-delà des indications et énonciations d'INGÉROP ne saurait engager la responsabilité de celle-ci.

La société INGÉROP n'est pas responsable de la vérification de la véracité des informations transmises, à l'exception de celles normalement décelables par l'homme de l'art, et celles pour lesquelles le Client a exigé une analyse spécifique.





SOMMAIRE

1	CONTEXTE DE L'ETUDE	6
2	LOCALISATION DU PROJET	8
3	CONTEXTE HYDRAULIQUE	9
4	RÉACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE	12
4.1	RAPPEL SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EXISTANTE	12
4.2	REACTIVATION DU MODELE	12
4.3	RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT	15
5	MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL	16
5.1	RAPPEL SUR LE MODELE HYDRAULIQUE EXISTANT	16
5.2	ACTUALISATION DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL	16
5.3	RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL	17
5.3.1	Pluie de période de retour 1 an	17
5.3.2	Pluie de période de retour 2 ans	18
5.3.3	Pluie de période de retour 10 ans	19
5.3.4	Pluie de periode de retour 50 ans	20
5.3.5	Pluie de période de retour 100 ans	21
5.4	CONCLUSION DU DIAGNOSTIC DE L'ETAT ACTUEL	22
6	PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	24
6.1	METHODOLOGIE -HYPOTHESES	24
6.2	AMENAGEMENT SUR LA PARCELLE N°6	24
6.2.1	Conception de l'ouvrage	24
6.2.2	Modélisation de l'ouvrage	27
6.2.2.1	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 1 an	27
6.2.2.2	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 2 ans	28
6.2.2.3	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 10 ans	29
6.2.2.4	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 50 ans	30
6.2.2.5	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 100 ans	32
6.3	CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE D'ECRETEMENT PROJETE	33





7 AMENAGEMENTS COMBINES SUR LE BASSIN VERSANT DES TOURS	34
7.1 PLUIE DE PERODE DE RETOUR 1AN	36
7.2 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 2 ANS	36
7.3 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS	37
7.4 CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DE L'AMENAGEMENT COMBINE	38
8 ANNEXE : DECOUPAGE EN SOUS BASSIN VERSANT	39

TABLEAUX

Tableau 1 : Débit de pointe générés par les sous bassins versants (m ³ /s)	15
Tableau 2 : Synthèse des résultats des simulations à l'état actuel	22

FIGURES

Figure 1 : Localisation des bassins de rétention	7
Figure 2: Localisation de l'emplacement concerné par l'aménagement d'un bassin	8
Figure 3 : Contexte hydrographique	9
Figure 4 : Découpage en sous-bassins versants	10
Figure 5 : Photographies du vallon sur le secteur d'étude	11
Figure 6 : Pluie de projet retenue – période de retour 1 an	13
Figure 7 : Pluie de projet retenue – période de retour 2 ans	13
Figure 8 : Pluie de projet retenue – période de retour 10 ans	14
Figure 9 : Pluie de projet retenue - période de retour 50 ans	14
Figure 10 : Pluie de projet retenue – période de retour 100 ans	15
Figure 11 : Fonctionnement à l'état actuel	17
Figure 12 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an	18
Figure 13 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an	18
Figure 14 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans	19
Figure 15 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans	19
Figure 16 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans	20
Figure 17 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans	20
Figure 18 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 50 ans	21
Figure 19 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) - période de retour 50 ans	21
Figure 20 : Impact théorique d'un bassin écrêteur sur un hydrogramme	24
Figure 21 : Premier aménagement proposé	25





Figure 22 : Exemple d'aménagement proposé	26
Figure 23 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau (m) entre l'état projet et l'état actuel– période de retour 1 an.....	27
Figure 24 : Hydrogrammes au droit l'aménagement projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 1 an	28
Figure 25 : Hauteurs d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau (m) entre l'état projet et l'état actuel– période de retour 2 ans	28
Figure 26 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m ³ /s) - période de retour 2 ans	29
Figure 27 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 10 ans	30
Figure 28 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 10 ans	30
Figure 29 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 50 ans	31
Figure 30 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 50 ans	31
Figure 31 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 100 ans	32
Figure 32 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 100 ans	32
Figure 33 : Résumé	33
Figure 34 : Localisation des aménagements projetés sur le bassin versant des Tours	35
Figure 35 : Carte différentielle - évènement annuel	36
Figure 36 : Carte différentielle - évènement biennal	37
Figure 37 : Carte différentielle - évènement décennal	38





1 CONTEXTE DE L'ETUDE

La ville de Draguignan souhaite engager des études de maîtrise d'œuvre pour la réalisation de 4 bassins de rétention à ciel ouvert.

Ces ouvrages s'intègrent dans le programme de lutte contre les inondations de la ville de Draguignan, qui lui-même s'inscrit dans le programme d'actions de prévention des inondations (PAPI) complet de l'Argens et Côtiers de l'Estérel, porté par le Syndicat Mixte de l'Argens.

L'objectif de ces ouvrages est d'écrêter les crues des vallons des Tours et de Sainte Barbe au sein des zones d'enjeux. En effet, la ville de Draguignan s'est développée principalement en rive gauche de la Nartuby, positionnant les zones bâties entre le cours d'eau et les versants naturels qui surplombent la ville. Celles-ci sont soumises au risque d'inondation par débordement des vallons provenant de ces massifs et traversant la ville pour rejoindre les exutoires naturels.

On distingue ainsi quatre principaux vallons traversant la ville de Draguignan :

- Le vallon de Valère
- Le vallon de la Riaille
- Le vallon des Tours
- Le vallon de Sainte-Barbe

Au-delà du risque inondation directement lié au débordement des cours d'eau et vallon, les phénomènes de ruissellement, favorisés par la topographie locale et par l'urbanisme croissante, représentent également un risque important pour les personnes et les biens de la commune.

Ces donc par le biais d'une approche globale, à l'échelle du bassin versant que la gestion risque inondation doit être abordée.

La présente étude concerne les bassins versants des Tours et de Sainte Barbe. Il s'agit d'élaborer les dossiers environnementaux et réglementaires, la conception, la réalisation et le suivi de 4 bassins de rétention situés sur le vallon des Tours et sur le vallon de Sainte-Barbe :

- 2 aménagements sur le vallon des Tours
 - o BR du cimetière
 - o BR des Tours → [Sujet du présent rapport](#)
- 2 aménagements sur le vallon de Sainte-Barbe
 - o BR Poisson
 - o BR de Sainte-Barbe





Figure 1 : Localisation des bassins de rétention





2 LOCALISATION DU PROJET

Le secteur du bassin de rétention des Tours à Draguignan s'inscrit dans le bassin versant du vallon des Tours, où de nombreux désordres ont été diagnostiqués et sont connus des services techniques de la ville dès les crues fréquentes.

Lors de la réalisation du schéma directeur d'assainissement pluvial et du programme de travaux associé, l'aménagement de bassins de rétention a été envisagé sur ce secteur mais les emplacements disponibles à cet effet sont peu nombreux sur ce bassin versant déjà très urbanisé.

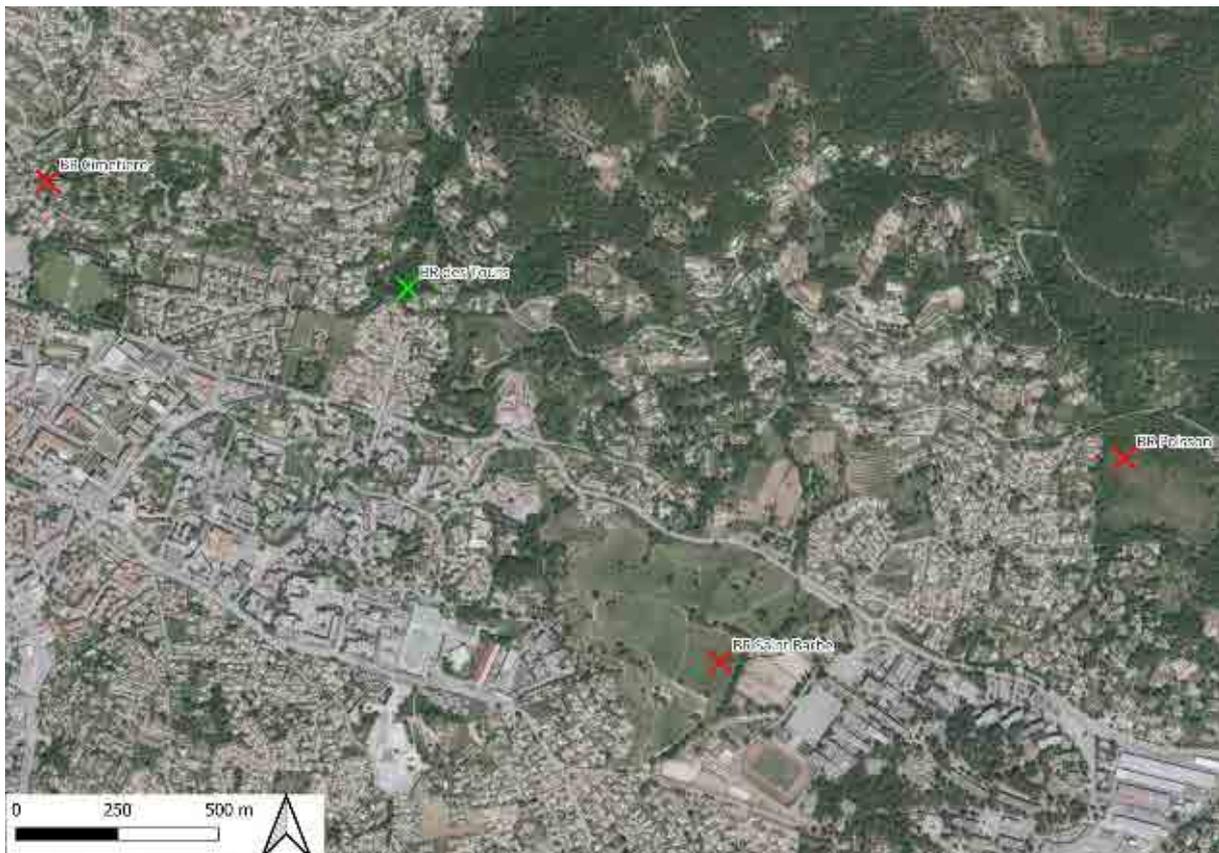


Figure 2: Localisation de l'emplacement concerné par l'aménagement d'un bassin

La commune souhaite réaliser une étude hydraulique afin d'analyser la possibilité d'aménager un bassin de rétention sur le bassin versant des Tours et d'étudier son efficacité sur les écoulements lors des crues.

3 CONTEXTE HYDRAULIQUE

La parcelle concernée (n°6) est délimitée à l'Ouest par un vallon en provenance du Nord, dénommé par la suite vallon des Tours. Il longe le chemin des Tours par un fossé à ciel ouvert qui traverse une zone résidentielle avant de rejoindre le réseau pluvial sous le boulevard John Kennedy (DN500).

A l'amont, deux vallons convergent au droit de la parcelle.

Le vallon principal draine un bassin versant d'une superficie de 1.4 km². Jusqu'à la traversée de la route de Draguignan à l'amont du bassin, le fossé est très encaissé en fond du vallon. De là, le fossé remonte jusqu'à la zone résidentielle de la Sambre où il rejoint un réseau enterré avant de ressortir au niveau de l'ancienne route de Grasse.

Le second vallon qui part vers l'Est draine un bassin versant (Tours 11) d'environ 0.2 km², il reste bien marqué jusqu'à la traversée de la route de draguignan. De là, il est très encombré par la végétation.

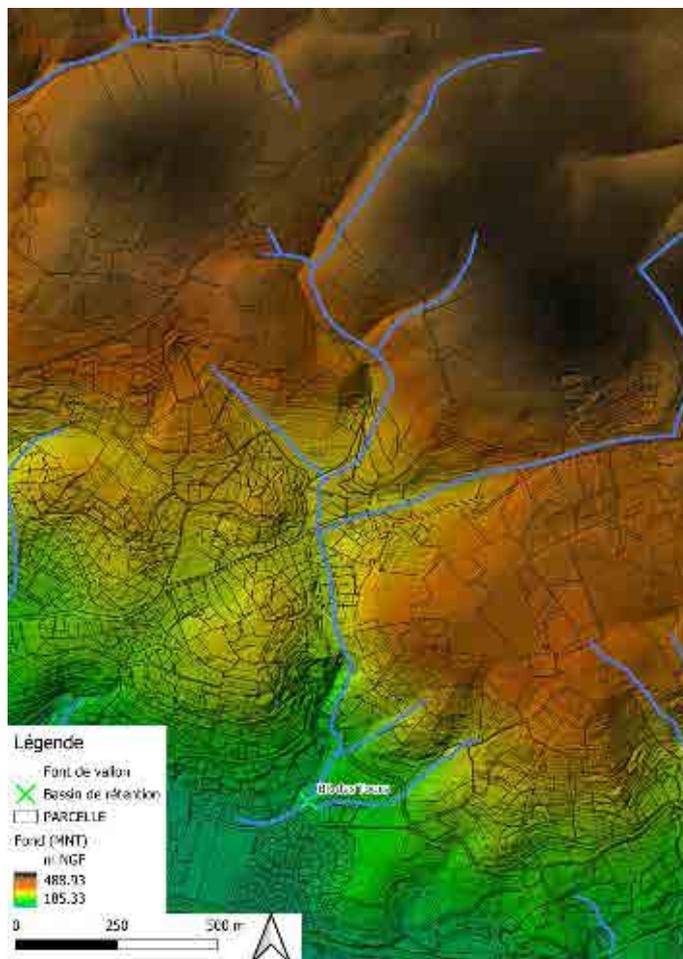


Figure 3 : Contexte hydrographique

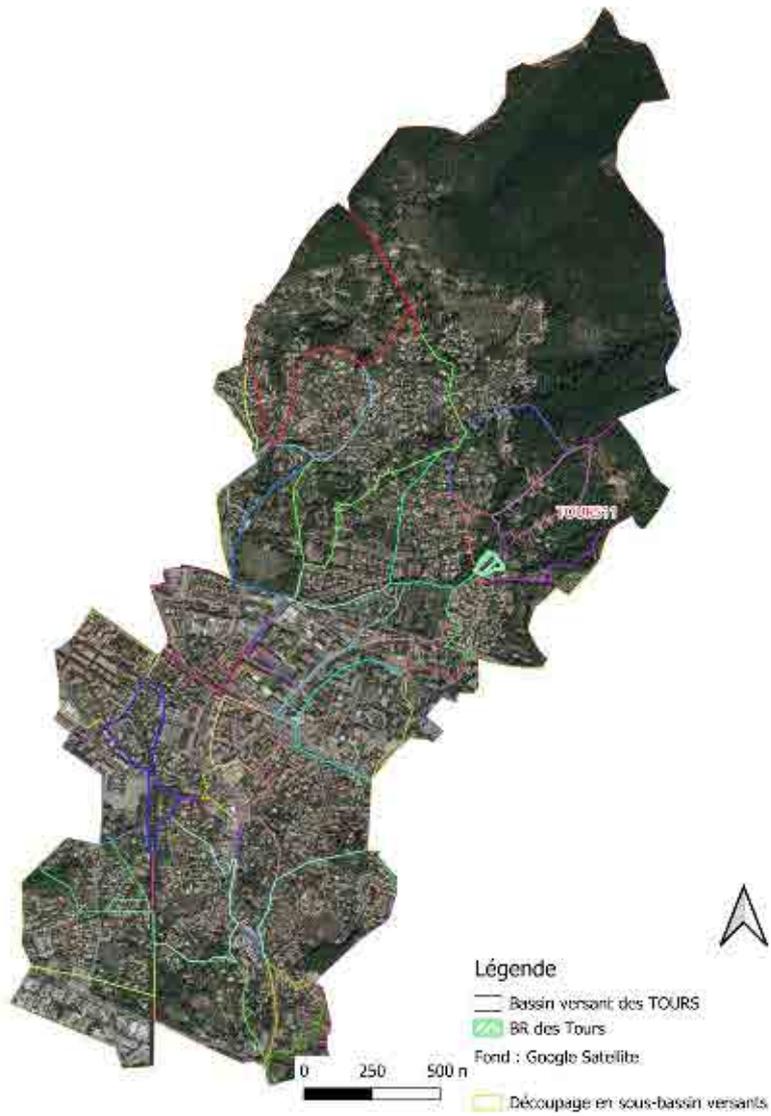


Figure 4 : Découpage en sous-bassins versants



Ouvrage de franchissement à l'amont de la résidence de la Sambre



Vallon à l'amont du franchissement de la route de Draguignan



Vallon en aval de la parcelle



Vallon à l'amont du franchissement du boulevard John Kennedy

Figure 5 : Photographies du vallon sur le secteur d'étude



4 RÉACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE

4.1 RAPPEL SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EXISTANTE

L'analyse hydrologique a été réalisée à partir d'une modélisation pluie-débit par le logiciel Mike-Urban développé par la société DHI. Ce modèle permet de calculer les hydrogrammes générés par chaque sous-bassin versant de la zone d'étude.

La méthode de transformation pluie-débit utilisée est la méthode du réservoir linéaire, couramment utilisée en France car elle correspond à la méthode de calcul préconisée dans l'Instruction Technique de 1977. Cette méthode est particulièrement adaptée pour les petits bassins versants urbains, dont l'imperméabilisation est supérieure à 20 %.

Le secteur du vallon des Tours, représente une superficie de près de 10 km² ; il a été découpé en 35 sous-bassins versants. Ce découpage est rappelé en annexe.

Les sous-bassins versants sont caractérisés par leur surface, leur plus long chemin hydraulique, leur pente et leur coefficient de ruissellement, déterminés à partir de l'occupation des sols et de la pente.

4.2 REACTIVATION DU MODELE

Dans le cadre de l'étude de ruissellement réalisée en 2017 pour le SMA, les périodes de retour étudiées étaient les suivantes : 1 an, 10 ans, 30 ans, 50 ans, 100 ans et 1000 ans.

Par ailleurs, dans le cadre d'une étude complémentaire réalisée pour la ville de Draguignan sur le secteur des Incapis, également au sein du bassin versant du vallon des Tours, le modèle hydrologique a été réactivé de façon à produire les hydrogrammes générés par les sous-bassins versants pour les occurrences 2 ans et 5 ans. Dans la présente étude, les périodes de retour **1 an, 2 ans, 10 ans, 50 ans et 100 ans** ont été étudiées.

Les pluies de projet utilisées sont des pluies de type Kieffer d'une durée de 24 h. Ces pluies construites à partir de « paliers » ont pour caractéristique principale d'avoir une même période de retour pour chaque durée.

La figure suivante présente les hyétogrammes des pluies de projet qui seront modélisées dans la présente étude.



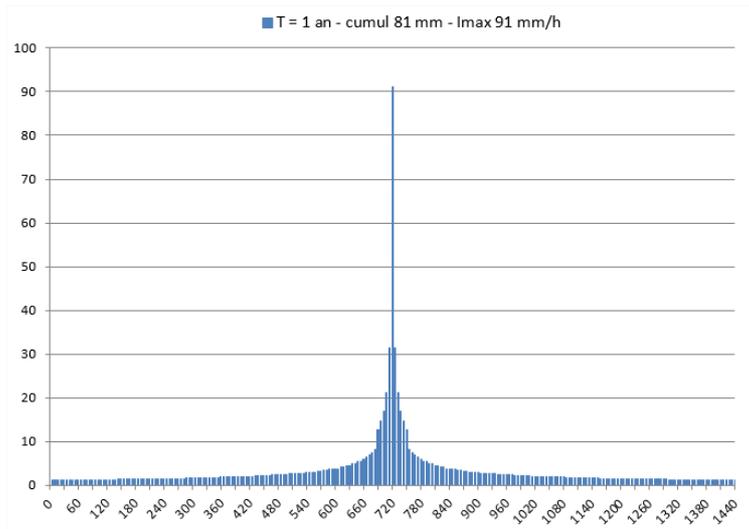


Figure 6 : Pluie de projet retenue – période de retour 1 an

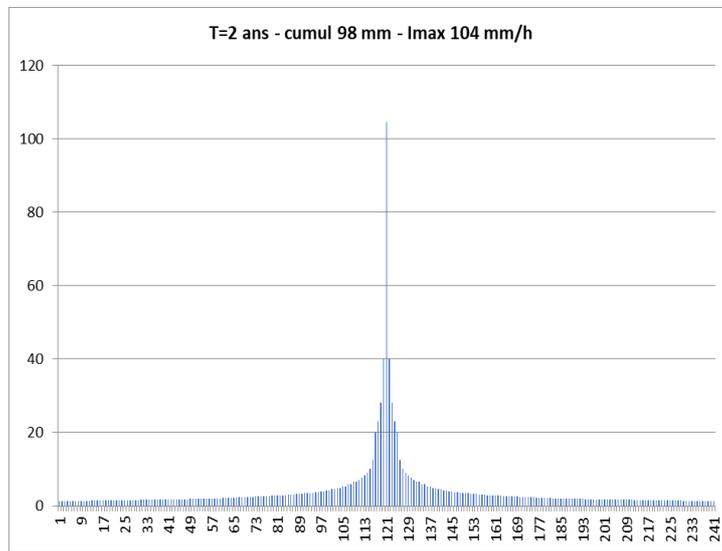


Figure 7 : Pluie de projet retenue – période de retour 2 ans



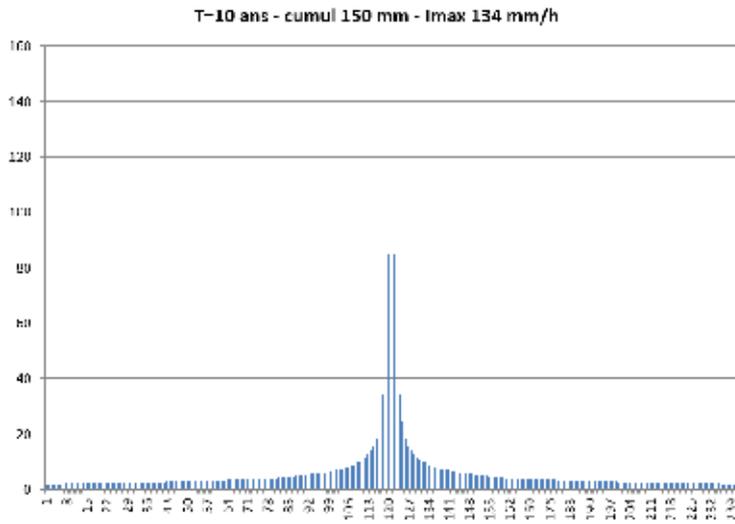


Figure 8 : Pluie de projet retenue – période de retour 10 ans

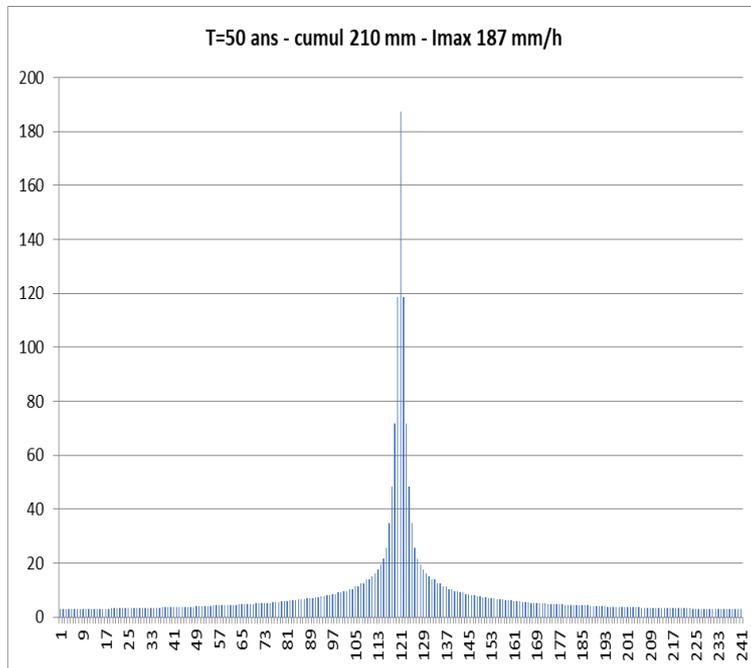


Figure 9 : Pluie de projet retenue - période de retour 50 ans



T=100 ans - cumul 246 mm - I_{max} 219 mm/h

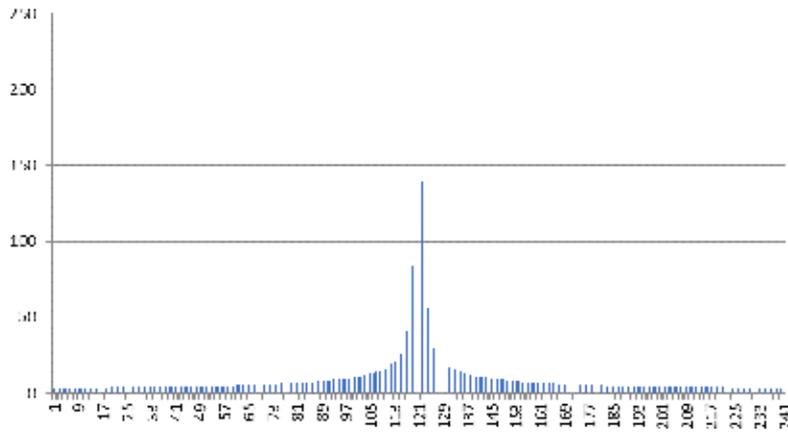


Figure 10 : Pluie de projet retenue – période de retour 100 ans

4.3 RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT

Le tableau suivant synthétise, pour chaque sous-bassin versant du vallon des Tours, les débits de pointes obtenus pour chaque occurrence de pluie étudiée.

Tableau 1 : Débit de pointe générés par les sous bassins versants (m³/s)

Bassin versant	Q1	Q2	Q10	Q50	Q100
TOURS1	0.86	1.18	2.3	4.2	5.1
TOURS10	0.10	0.13	0.2	0.5	0.6
TOURS1038	0.62	0.78	1.3	2.4	2.8
TOURS1056	0.83	1.02	1.6	2.7	3.2
TOURS1065	0.40	0.53	1.0	1.9	2.3
TOURS1075	0.13	0.16	0.3	0.5	0.6
TOURS1076	0.26	0.33	0.5	0.9	1.1
TOURS1077	0.31	0.37	0.6	0.9	1.0
TOURS1078	0.43	0.52	0.8	1.3	1.6
TOURS1083	0.96	1.18	1.9	2.9	3.5
TOURS1085	0.71	0.92	1.6	2.6	3.1
TOURS11	0.27	0.35	0.6	1.8	2.4
TOURS12	0.55	0.73	1.3	2.2	2.6
TOURS2	0.65	0.84	1.5	2.3	2.8
TOURS275	0.77	0.94	1.5	2.3	2.7
TOURS3	0.11	0.15	0.2	0.4	0.5
TOURS308	0.29	0.36	0.6	1.1	1.3
TOURS315	0.27	0.34	0.6	1.0	1.2
TOURS362	0.39	0.51	0.9	1.7	2.0
TOURS379	0.63	0.78	1.3	2.0	2.3
TOURS4	0.19	0.24	0.4	0.6	0.7
TOURS404	0.41	0.53	0.9	1.6	1.9
TOURS423	0.81	1.02	1.7	3.0	3.6
TOURS432	0.95	1.21	2.0	3.6	4.4
TOURS436	0.75	0.91	1.5	2.2	2.6
TOURS5	0.22	0.30	0.6	0.9	1.1
TOURS501	0.64	0.82	1.4	2.4	2.9
TOURS515	0.16	0.19	0.3	0.5	0.6
TOURS528	0.33	0.41	0.6	1.1	1.3
TOURS573	0.30	0.37	0.6	1.0	1.2
TOURS6	0.11	0.14	0.2	0.4	0.5
TOURS605	0.27	0.34	0.6	1.0	1.2
TOURS612	0.81	1.04	1.7	3.2	3.8
TOURS620	0.32	0.39	0.6	1.0	1.2
TOURS623	0.16	0.20	0.3	0.6	0.7
TOURS632	0.18	0.21	0.3	0.6	0.7
TOURS634	0.07	0.08	0.1	0.2	0.2
TOURS7	1.62	2.21	4.7	11.7	14.9
TOURS742	0.28	0.34	0.5	0.9	1.0
TOURS764	0.59	0.74	1.2	2.0	2.3
TOURS7b	1.17	1.55	2.8	4.7	5.6
TOURS8	0.50	0.66	1.2	2.2	2.7
TOURS9	0.22	0.29	0.5	1.0	1.3





5 MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

5.1 RAPPEL SUR LE MODELE HYDRAULIQUE EXISTANT

Le modèle hydraulique réutilisé dans la présente étude a été construit et exploité dans le cadre de l'étude sur le ruissellement et l'écrêtement des crues torrentielles réalisée pour le SMA en 2017.

Il s'agit d'une modélisation couplée 1D/2D des écoulements réalisée sous MIKE FLOOD, logiciel développé et distribué par la société DHI (Danish Hydraulic Institute).

Cet outil permet le couplage d'un modèle 1D (lit mineur), d'un modèle 1D du réseau d'assainissement pluvial et d'un modèle 2D (champ d'expansion de crue, lit majeur) sous les interfaces respectives MIKE 11, MIKE URBAN et MIKE 21.

Le modèle mis en œuvre permet d'obtenir une description précise du champ des vitesses et des axes d'écoulement. Autrement dit, il est possible de simuler les crues en temps réel, les vitesses, les directions d'écoulement et les hauteurs d'eau étant connues en tout point et à chaque instant.

Notons que le charriage de débris divers en cas de crue et les phénomènes d'embâcles ne sont pas pris en compte dans la modélisation. Notons également que, par hypothèse, les calculs sont réalisés à fond fixe. Aucune modélisation du transport sédimentaire ni aucune variation du fond du lit n'est modélisée dans la présente étude.

La description détaillée de chaque modèle est présentée dans le rapport hydraulique de l'étude réalisée pour le SMA en 2017 (MM3557 Etude du ruissellement et de l'écrêtement des crues torrentielles à Draguignan – septembre 2018).

Pour rappel, le modèle 2D de ruissellement est réalisé à partir d'un maillage rectangulaire avec des mailles de 5m x 5m.

5.2 ACTUALISATION DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

Une visite de terrain, réalisée en mars 2024, a montré que les ruissellements du sous bassin-versant dénommé « TOURS 11 » regagnaient directement le vallon des Tours et ne s'écoulaient pas sur la rue des Tours. Le modèle hydraulique a donc été actualisé de façon à intégrer cette observation au niveau de la parcelle étudiée.



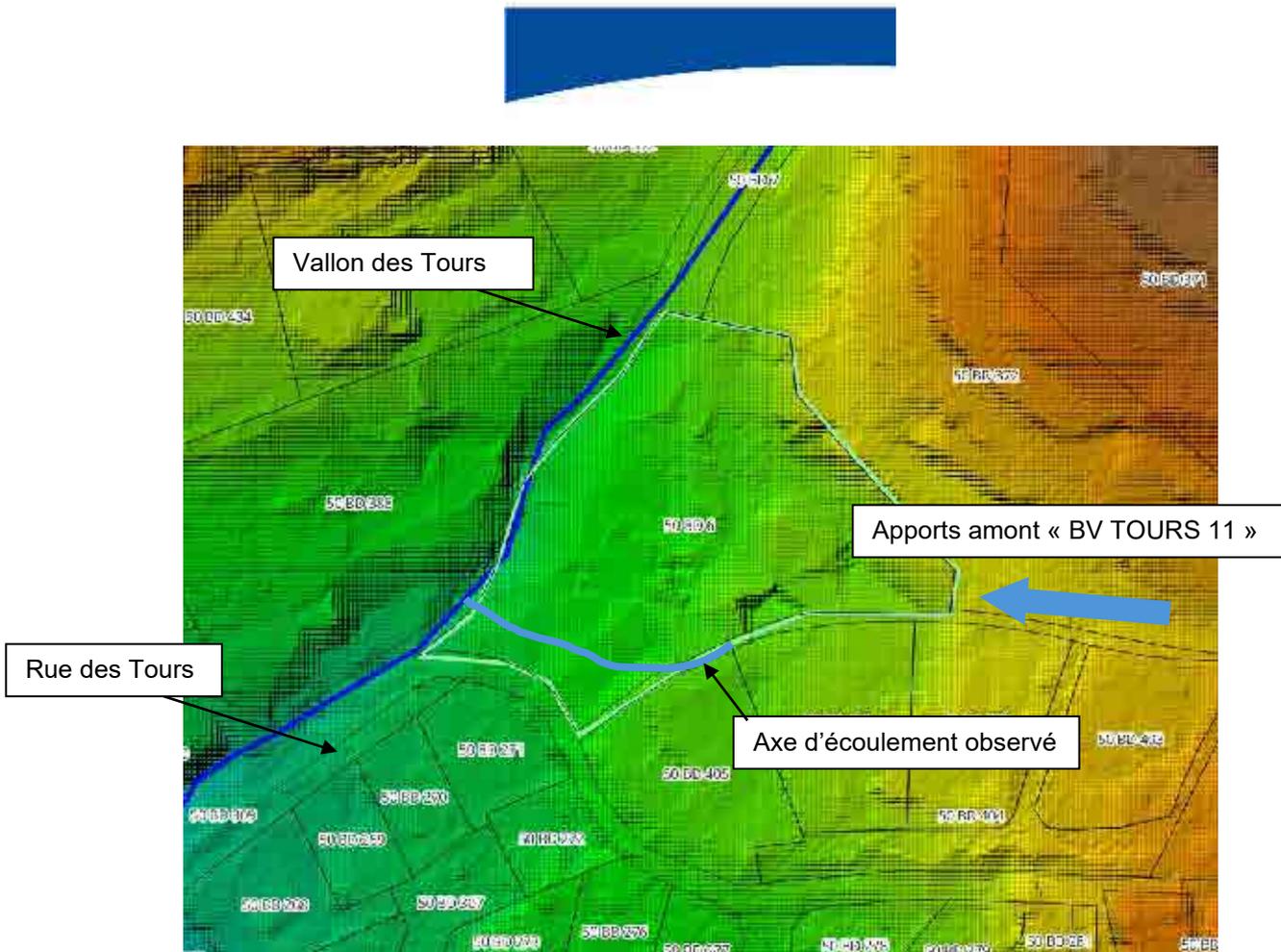


Figure 11 : Fonctionnement à l'état actuel

5.3 RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL

5.3.1 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 1 AN

Le débit transitant dans le fossé à l'aval de la parcelle est estimé à 2.2 m³/s. Pour l'évènement annuel, le débit de pointe ruisselé au niveau de la rue des Tours est estimé à 0.98 m³/s.

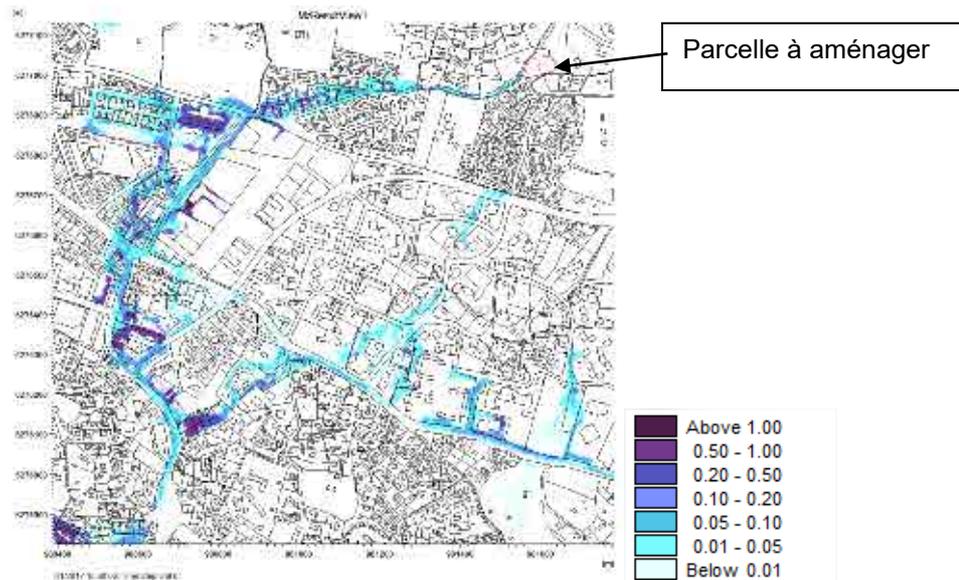


Figure 12 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an

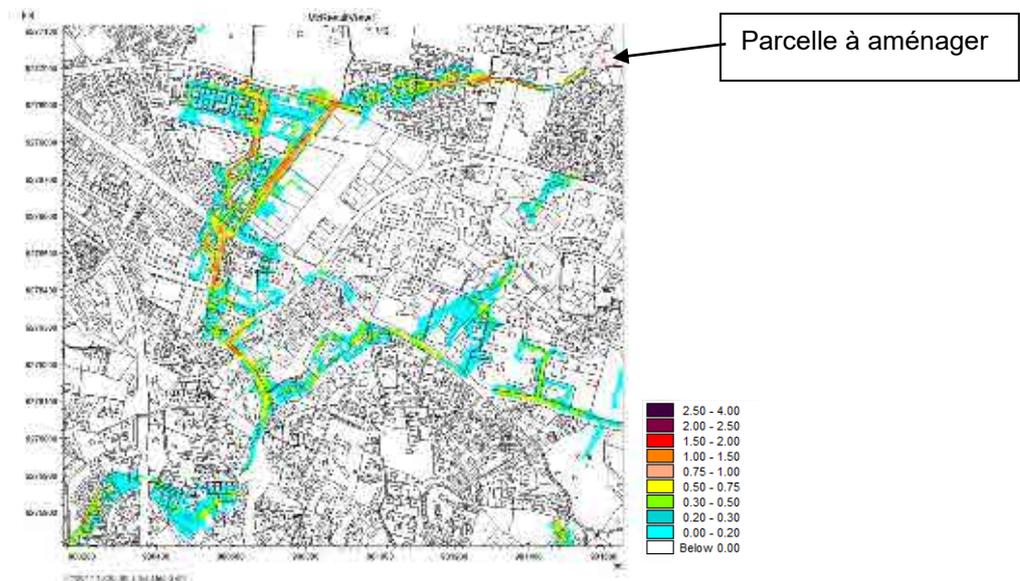


Figure 13 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an

5.3.2 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 2 ANS

Le débit transitant dans le fossé à l'aval de la parcelle est estimé à 2.95 m³/s. Pour l'évènement biennal, le débit de pointe ruisselé au niveau de la rue des Tours est estimé à 1.8 m³/s..

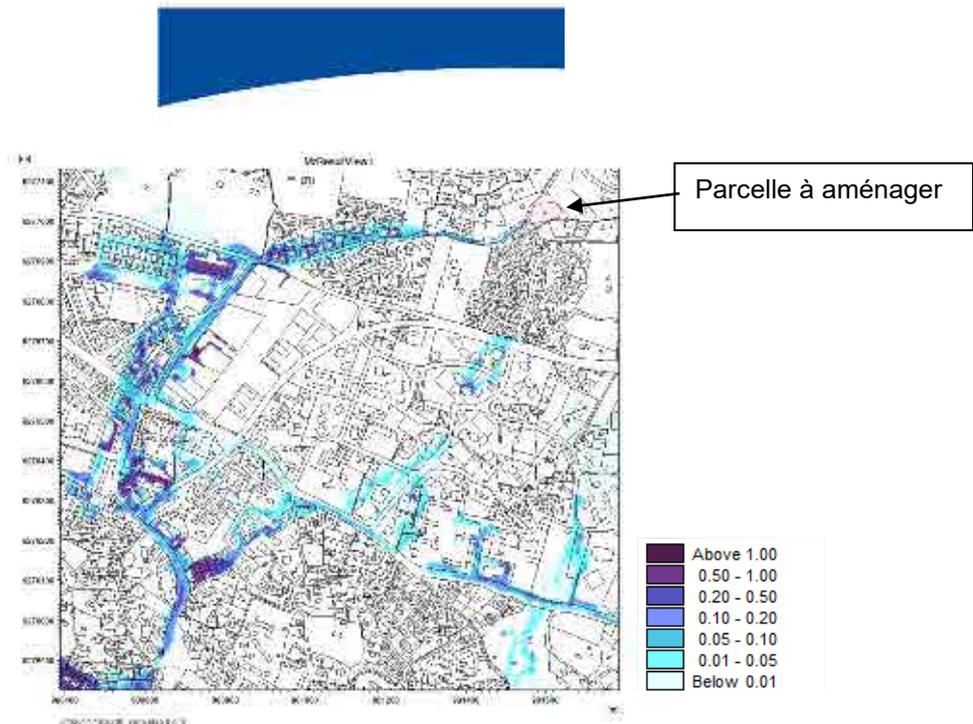


Figure 14 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans

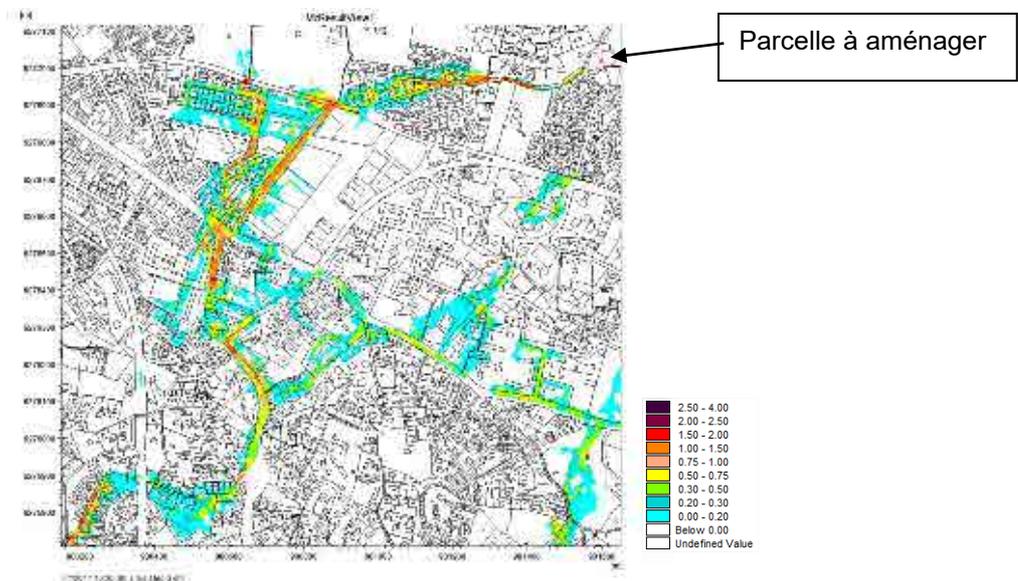


Figure 15 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans

5.3.3 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS

Le débit transitant dans le fossé à l'aval de la parcelle est estimé à 6.04 m³/s. Pour l'évènement décennal, le débit de pointe ruisselé au niveau de la rue des Tours est estimé à 5.58 m³/s.

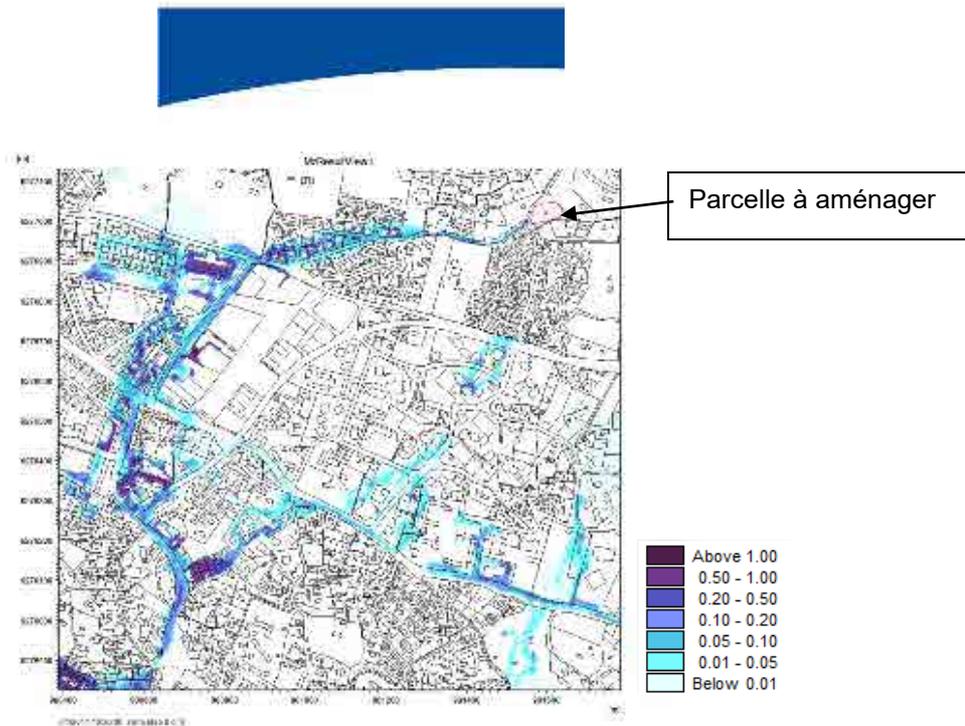


Figure 16 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans

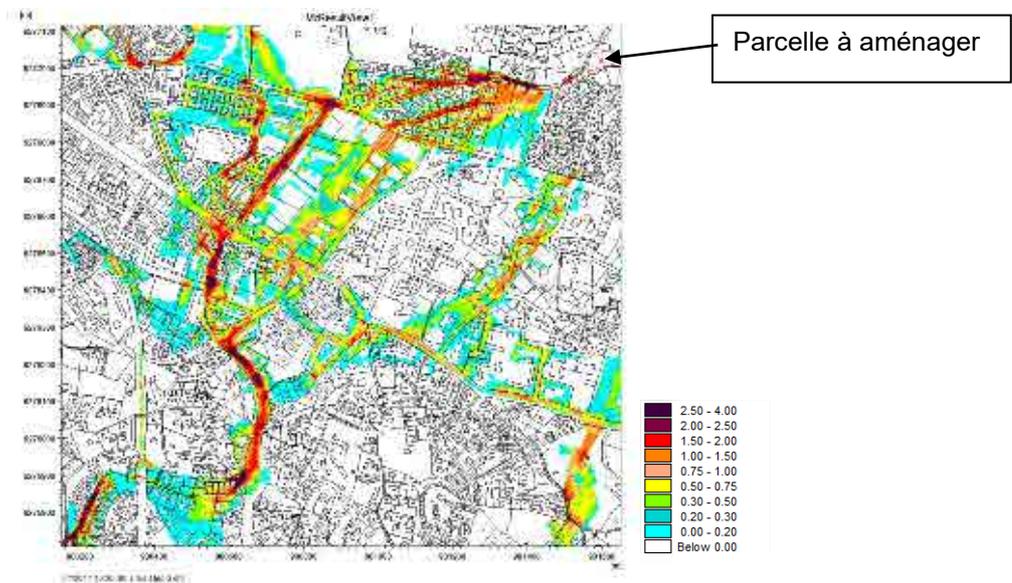


Figure 17 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans

5.3.4 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 50 ANS

Le débit transitant dans le fossé à l'aval de la parcelle est estimé à 14.03m³/s. Au niveau de la rue de Tours, le débit calculé pour l'évènement cinquantennal est 13.46 m³/s.

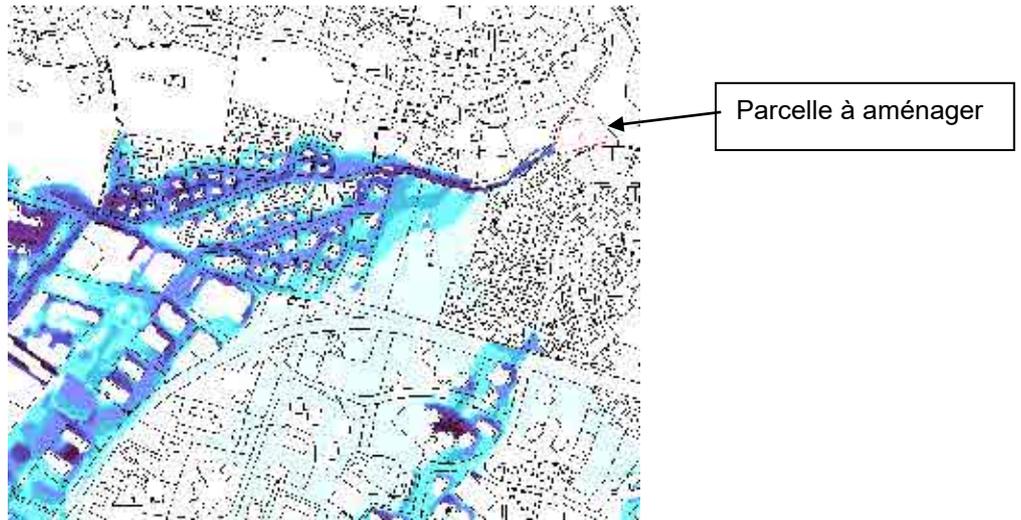


Figure 18 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 50 ans

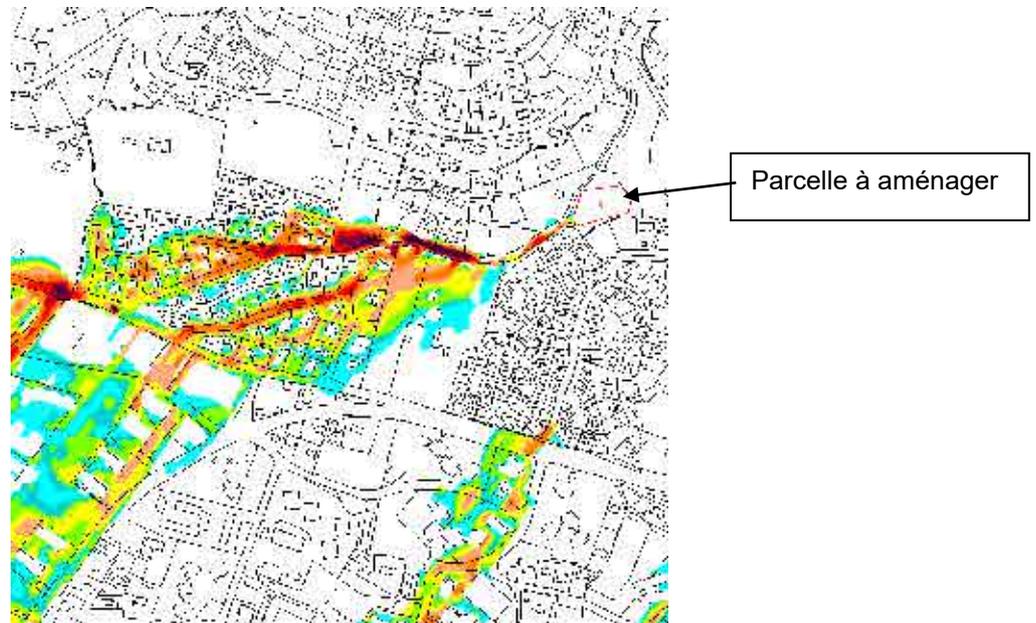
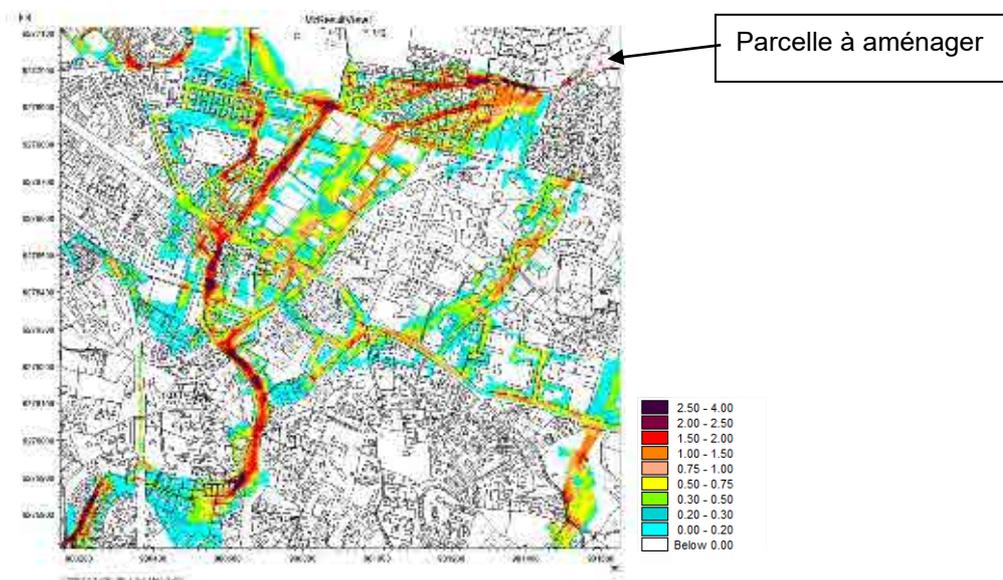
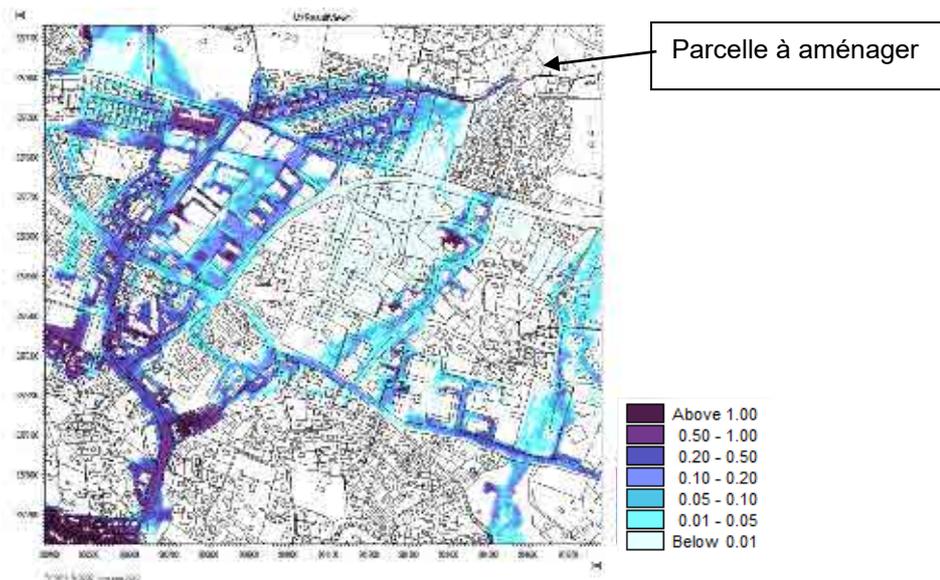


Figure 19 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) - période de retour 50 ans

5.3.5 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 100 ANS

Le débit transitant dans le fossé à l'aval de la parcelle est estimé à 19.05 m³/s. Au niveau de la rue de Tours, le débit de pointe calculé pour l'évènement centennal est 14.78 m³/s.



5.4 CONCLUSION DU DIAGNOSTIC DE L'ETAT ACTUEL

Les résultats des modélisations de l'état actuel permettent de prendre la mesure des dysfonctionnements existants sur le secteur.

Le tableau suivant présente quelques chiffres caractéristiques de l'écoulement sur la zone d'étude, pour les différentes occurrences de crue simulées.

Tableau 2 : Synthèse des résultats des simulations à l'état actuel

Période de retour	unité	1 an	2 ans	10 ans	50 ans	100 ans
Débit de pointe dans le fossé longeant la parcelle	m ³ /s	2.2	2.94	6.2	13.99	17.08
Volume ruisselé dans le fossé au	m ³	19 300	26 000	48 900	107 200	133 700





niveau de la parcelle						
Volume débordé	m ³	953	2858	12 690	40 550	53 076
Débit de pointe à l'aval de la parcelle	m ³ /s	2.2	2.95	6.04	14.03	19.05
Volume ruisselé dans la Rue des Tours	m ³	2100	4400	16 000	49 200	63 300

Les volumes de débordement estimés au droit de la parcelle projetée pour l'aménagement d'un bassin laissent à penser qu'un tel ouvrage pourrait intercepter une partie des eaux excédentaires pour les pluies courantes.

Pour autant, le volume de stockage, qui peut être envisagé sur une telle surface, de l'ordre de plusieurs centaines de m³, n'est pas à l'échelle du volume de crue du vallon pour les événements supérieurs à l'évènement biennal.

On peut donc s'attendre à ce que l'incidence d'un bassin soit limitée aux pluies les plus fréquentes, et aux secteurs directement à proximité de l'ouvrage.





6 PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

6.1 METHODOLOGIE -HYPOTHESES

Il s'agit ici de proposer une solution technique réaliste, à la fois vis-à-vis de sa mise en œuvre mais aussi vis-à-vis de son exploitation et de sa pérennité.

Ainsi, on privilégiera une alimentation et une vidange gravitaire. En effet, une vidange par pompage nécessite un coût d'investissement bien plus important et surtout un suivi d'exploitation pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Cette solution est particulièrement déconseillée pour des ouvrages en dérivation des vallons, lorsque la surverse de l'ouvrage est difficile à contrôler ou bien pourrait générer ou accentuer un désordre hydraulique inexistant ou peu important dans la situation initiale.

6.2 AMENAGEMENT SUR LA PARCELLE N°6

6.2.1 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

L'aménagement d'un premier bassin d'écrêtement (A sur la figure suivante), en dérivation du fossé, semble plus adapté qu'un bassin de rétention au fil de l'eau.

En effet, dans le second cas, le bassin intercepte tout l'hydrogramme de la crue, et se remplit donc avant même que les débits « critiques » soient atteints. S'il est adapté pour compenser une imperméabilisation des sols, ce fonctionnement n'est pas à privilégier lorsqu'il s'agit de réduire les débits en aval.

Avec un bassin d'écrêtement, les plus faibles débits, non débordants, ne sont pas impactant pour les enjeux et restent dans le canal d'origine, alors que les débits plus importants, au-delà d'un objectif fixé, transitent par le bassin afin d'être restitués avec un débit plus faible, sur une plus longue durée (à la décrue).

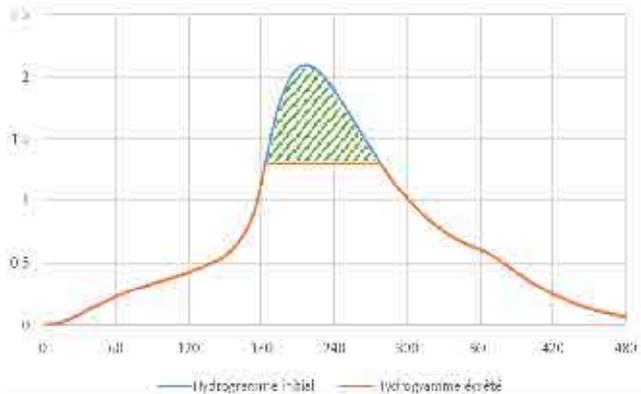


Figure 20 : Impact théorique d'un bassin écrêteur sur un hydrogramme

Avec un système en dérivation, le déversoir d'alimentation pourra être aménagé sur l'extrémité amont du vallon au droit de la parcelle, et la vidange de l'ouvrage se fera dans le vallon, à l'extrémité aval de la parcelle.

La visite de terrain, réalisée en mars 2024, a montré qu'aucun fossé ne traversait la parcelle comme mentionné sur les premiers plans recueillis.



VILLE DE DRAGUIGNAN
CREATION BASSIN DE RETENTION
VALLON DES TOURS - PARCELLE BD6
AVP - 5

15/05/2020

Echelle: 1/300

M. ARMESSON BERNARD
05 71 41 15 74
code cadastre 1805

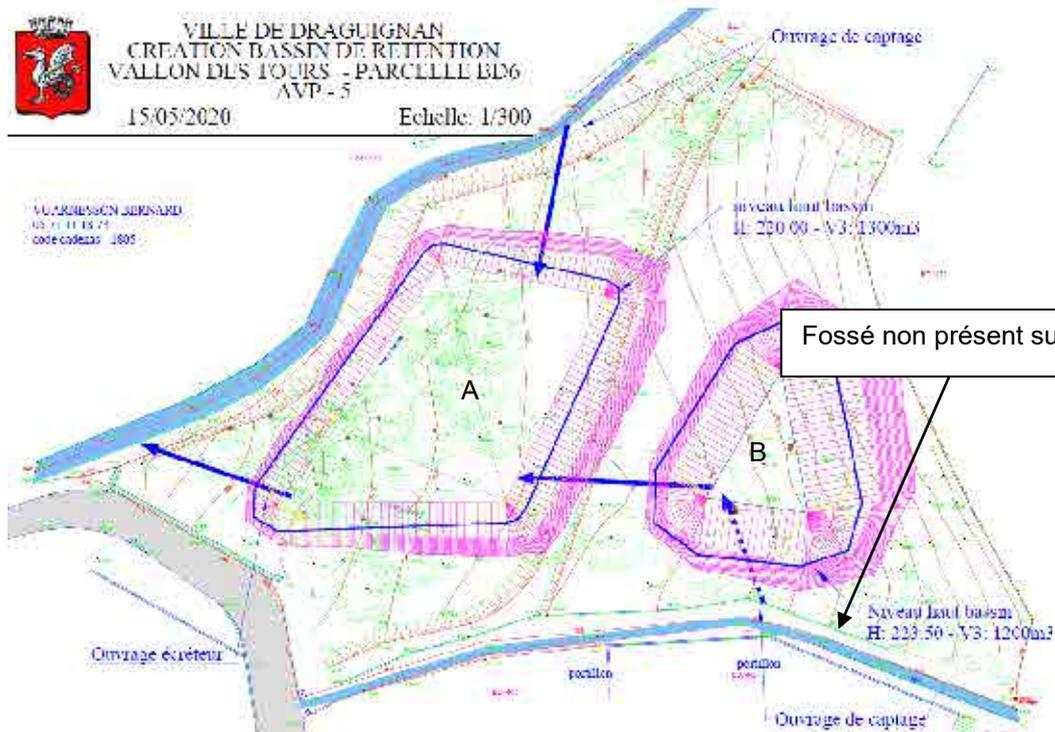


Figure 21 : Premier aménagement proposé

En absence de ce fossé, le bassin B captera l'ensemble des ruissellements engendrés par bassin versant amont (nommé « Tours 11 »), puis se vidangera dans le « bassin A ».

L'aménagement proposé se compose donc de deux bassins en série comme présentés sur la figure suivante :



Figure 22 : Exemple d'aménagement proposé

Pour permettre une vidange gravitaire du bassin, le fond du vallon à l'aval de la parcelle étant calé à **217 m NGF**, le fond du bassin aval sera calé à **220.18 m NGF**, avec un fil d'eau du point de rejet dans le vallon calé à **217.5 m NGF**. Cet orifice de fuite pourra être muni d'un clapet anti-retour pour éviter l'alimentation du bassin par l'aval. L'orifice de fuite présentera un diamètre 200 mm, défini après itérations pour optimiser le remplissage du bassin ; il est déconseillé de mettre en place un diamètre plus petit, car ceci augmenterait le risque d'obturation de l'ouvrage.

La crête de digue du bassin aval sera calée à **222.5 m NGF** en dehors du déversoir qui sera calé à **222.1 m NGF** pour contrôler le retour des eaux vers le vallon en cas de saturation de l'ouvrage.

Le fond du second bassin (à l'amont) sera calé à **224 m NGF**. Ce second bassin collecte tous les ruissellements du bassin versant amont.

Les deux bassins sont reliés par un déversoir ainsi que d'un orifice de fuite de diamètre 200mm. En considérant des berges aménagées avec un fruit de 2H/1V, le volume utile de stockage combiné des deux bassins est estimé à **2500 m³**.

Notons qu'un tel ouvrage ne serait a priori pas classé selon la classification des barrages et ouvrages assimilés définie à l'article R214-112 du Code de l'Environnement. En effet, pour entrer dans la catégorie C, il faut satisfaire cumulativement trois conditions :



- Hauteur d'endiguement > 2 m ; dans le cas présent, la hauteur maximale d'endiguement serait au maximum de 2.0 m
- Volume retenu > 50 000 m³ ; dans le cas présent, le volume maximal retenu serait de 2500 m³.
- Présence d'une ou plusieurs habitations à moins de 400 m de distance en aval de l'ouvrage ; dans le cas présent, plusieurs habitations sont présentes sur cette distance.

Par le faible volume de stockage, **ces bassins ne seraient donc pas classés**. Pour rappel, la réalisation d'un ouvrage classé est soumise à autorisation environnementale, et nécessite un suivi régulier et formalisé de l'ouvrage, avec fourniture à la Préfecture par le maître d'ouvrage de comptes-rendus d'exploitation et autres documents justifiant l'entretien et la surveillance de l'ouvrage.

6.2.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le modèle hydraulique de l'état actuel a été modifié de façon à intégrer les deux bassins.

6.2.2.1 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 1 an

La figure suivante présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet **annuelle**. Les couleurs chaudes témoignent d'une augmentation des hauteurs (aggravation) et les couleurs froides reflètent une réduction des hauteurs d'eau (amélioration).

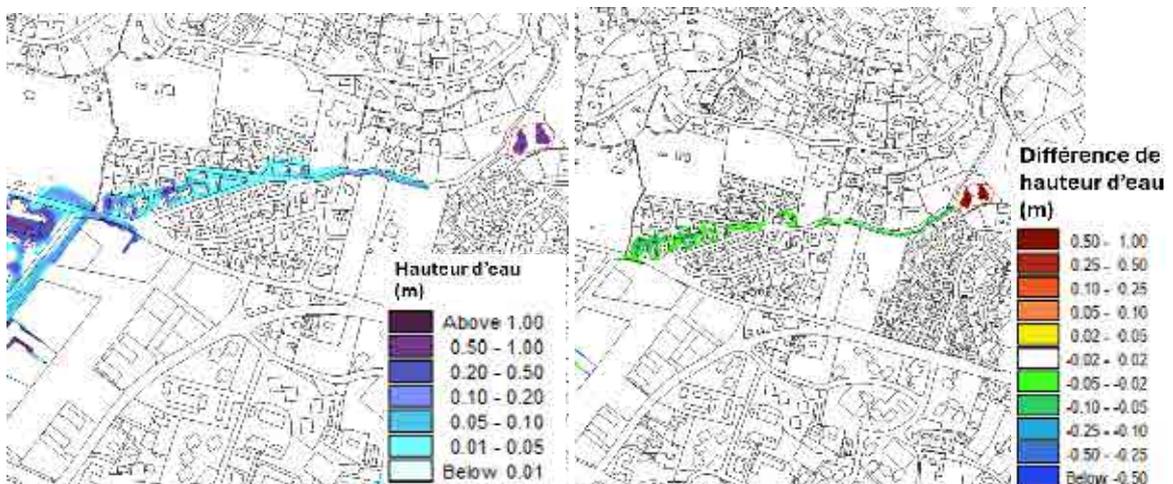


Figure 23 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau (m) entre l'état projet et l'état actuel – période de retour 1 an

Pour l'évènement annuel, l'aménagement permet de réduire les lames d'eau au niveau de la rue. L'aménagement permet également un abaissement du débit de pointe dans le vallon de l'ordre de 0.2 m³/s (débit de 2.2 m³/s à l'état actuel abaissé à 2 m³/s à l'état projeté), soit une baisse de 10%. Le niveau d'eau maximal dans le bassin aval (A) est de 221.14 m NGF, et 224.86 m NGF pour le bassin amont (B).

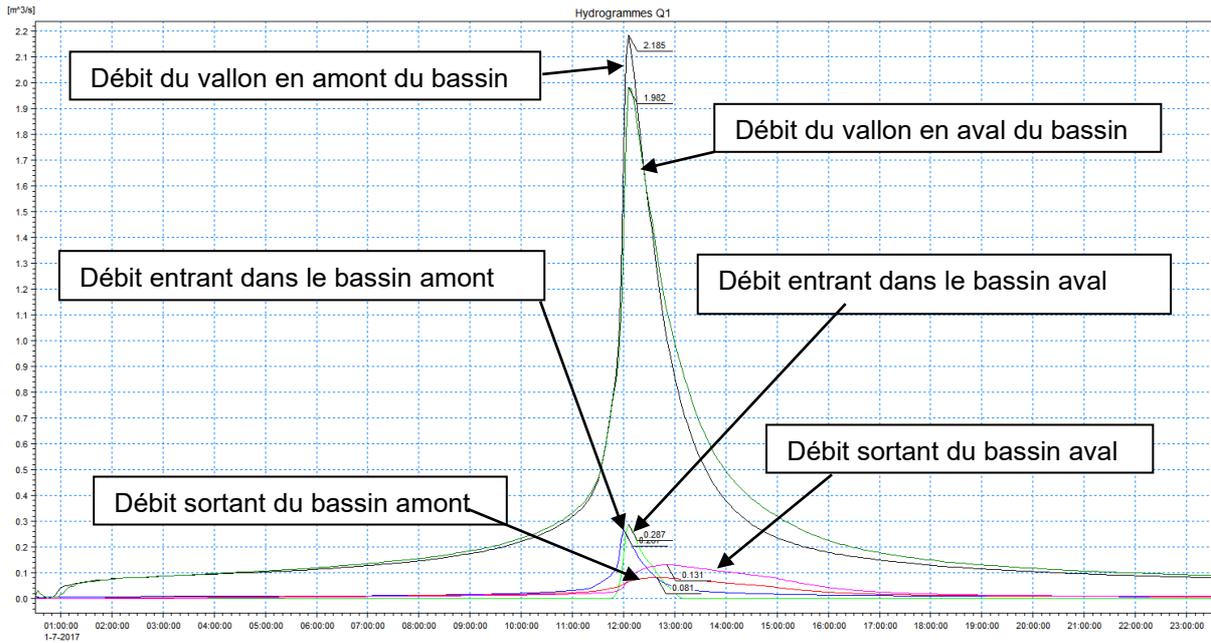


Figure 24 : Hydrogrammes au droit l'aménagement projeté (débits en m³/s) – période de retour 1 an

6.2.2.2 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 2 ans

La figure suivante présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet **biennale**.

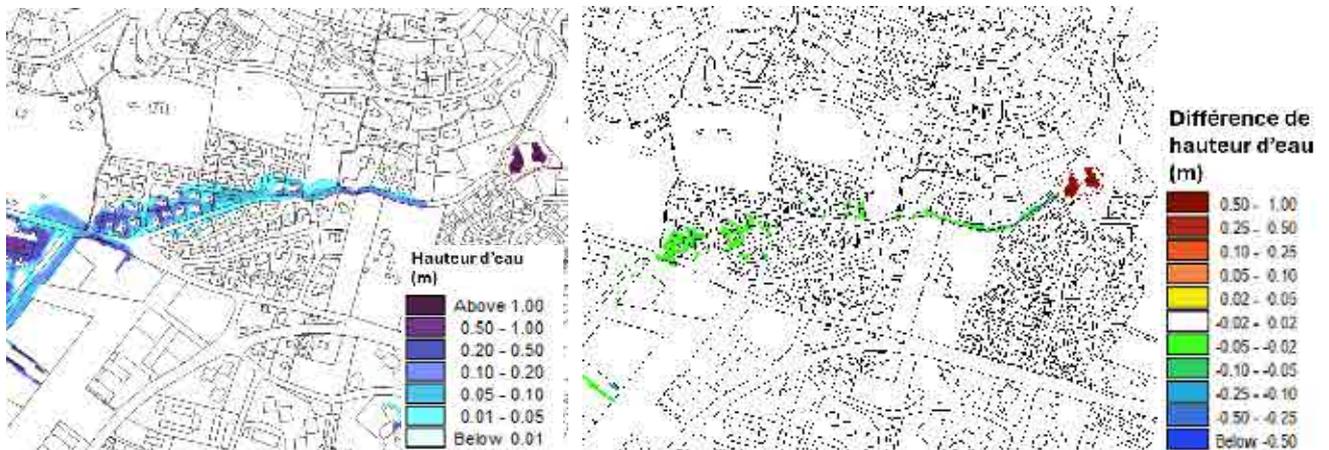


Figure 25 : Hauteurs d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau (m) entre l'état projet et l'état actuel – période de retour 2 ans

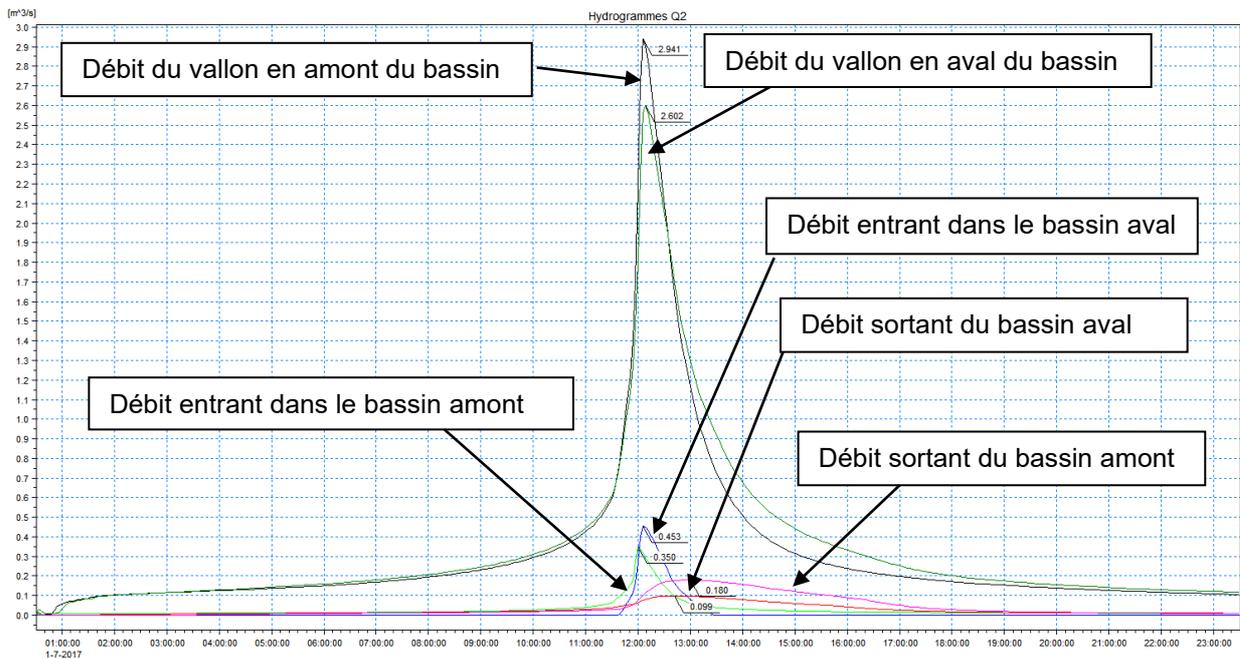


Figure 26 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m³/s) - période de retour 2 ans

Pour cette occurrence de période de retour de 2 ans, les bassins ne sont pas saturés. Le niveau d'eau maximal dans le bassin aval (A) est de 221.81 m NGF, et 225.20 m NGF pour le bassin amont (B). Le débit de pointe à l'aval de l'aménagement est de 2.6 m³/s contre 2.95 m³/s à l'état actuel.

6.2.2.3 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 10 ans

La figure ci-après présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec l'aménagement) et l'état actuel, pour la pluie de projet **décennale**.

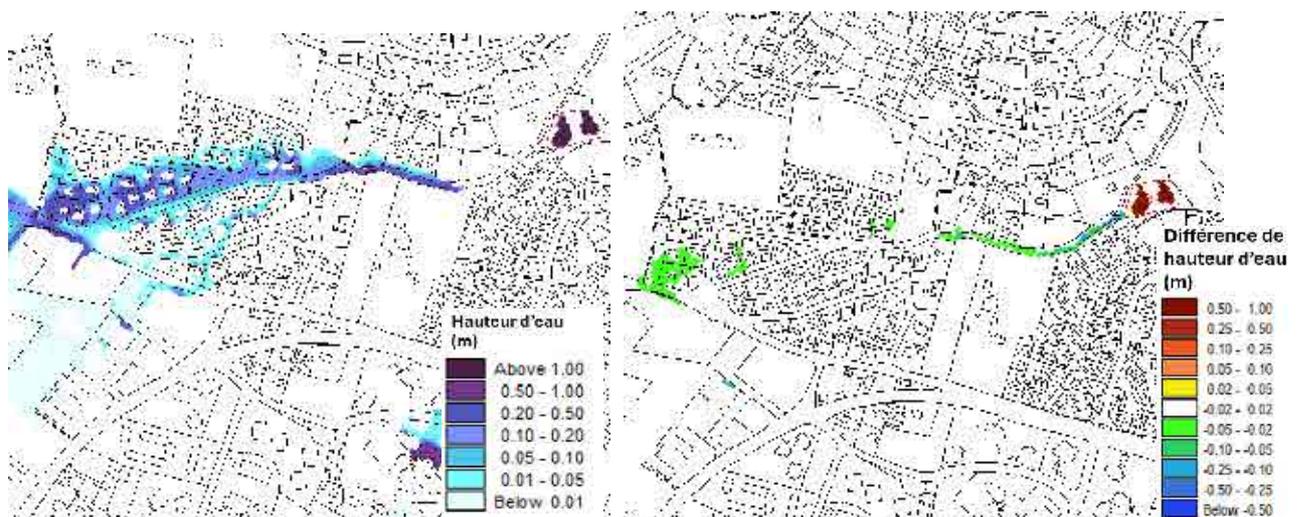




Figure 27 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 10 ans

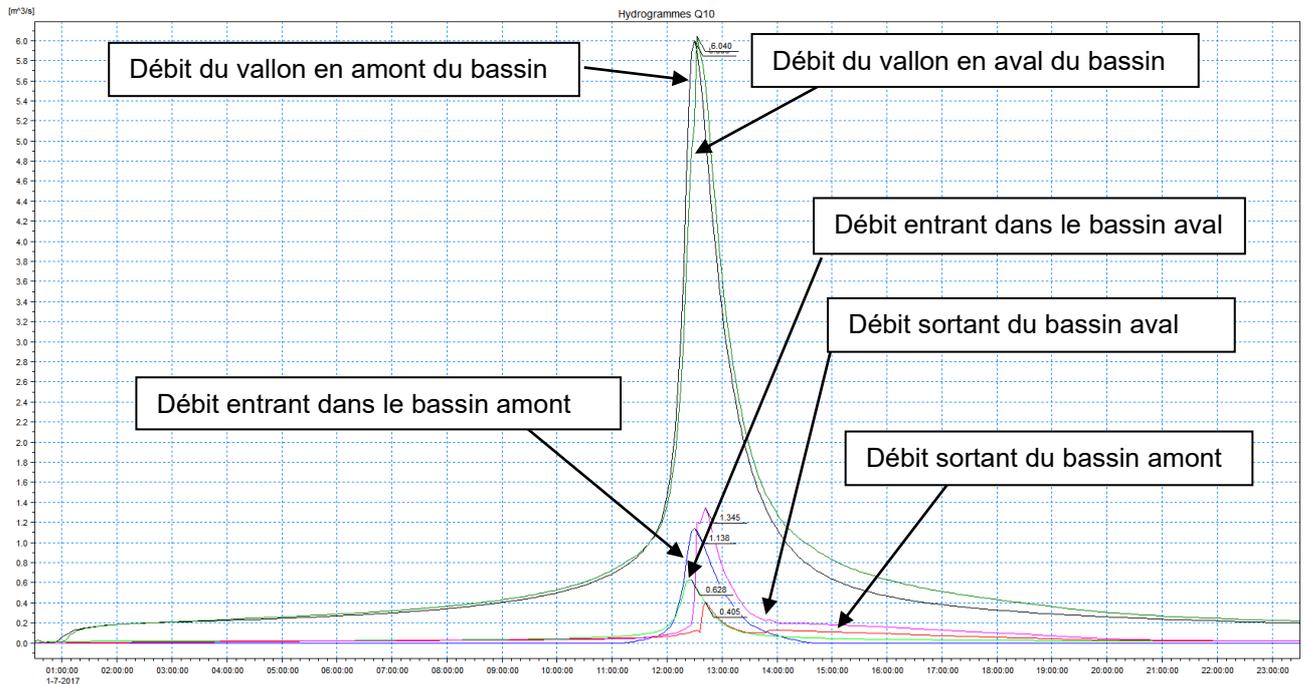


Figure 28 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m³/s) – période de retour 10 ans

Pour cette occurrence de période de retour de 10 ans, l'efficacité des bassins atteint ses limites. Le niveau d'eau maximal dans le bassin aval (A) est de 222.22 m NGF, et 226.05 m NGF pour le bassin amont (B). Les deux déversoirs sont en actions. L'aménagement permet quand même une réduction des niveaux d'eau de quelques centimètres au niveau des habitations situées à l'aval.

Le débit de pointe à l'aval de l'aménagement est similaire à celui de l'état actuel (6.04 m³/s). L'aménagement permet donc de limiter les apports du bassin versant des « Tours 11 ».

6.2.2.4 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 50 ans

La figure ci-dessous présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet **cinquantennale**.

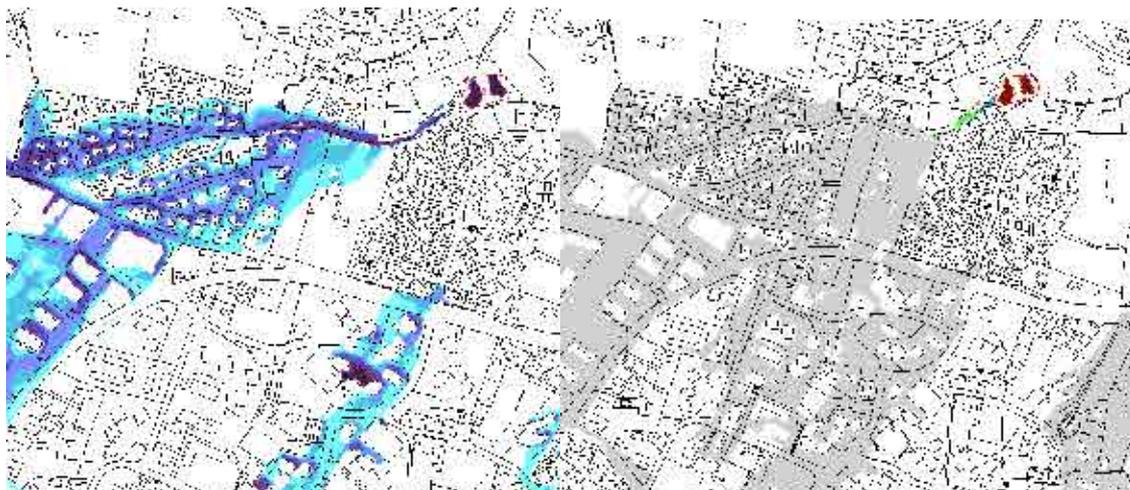


Figure 29 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 50 ans

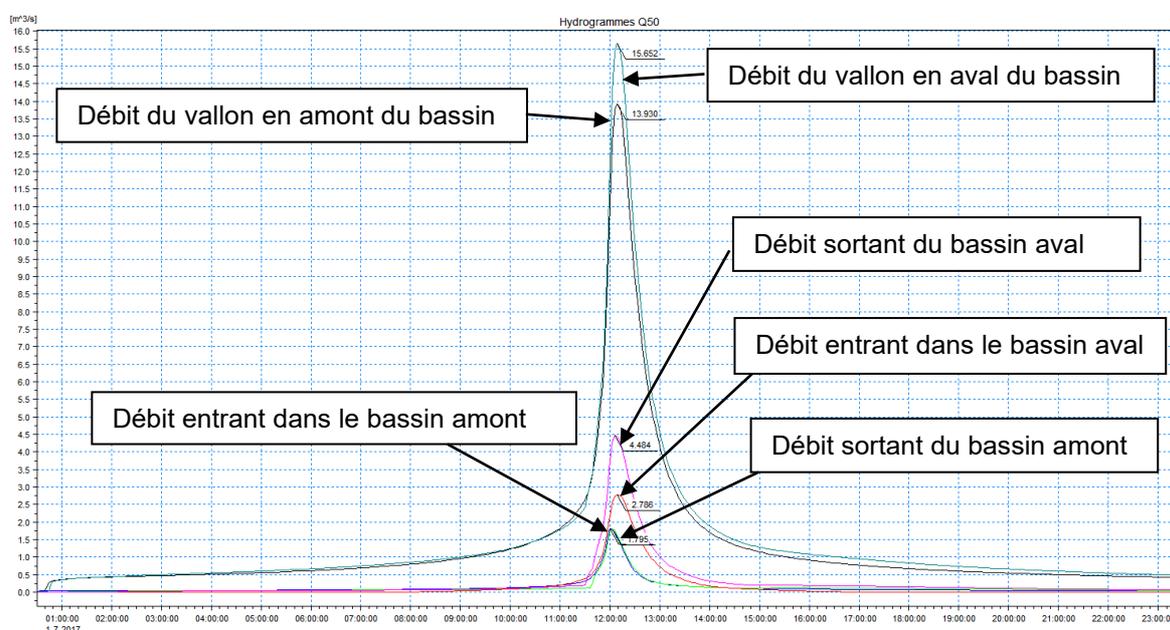


Figure 30 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m³/s) – période de retour 50 ans

Pour cette occurrence de période de retour de 50 ans, les bassins sont saturés. Le niveau d'eau maximal dans le bassin aval (A) est de 222.47 m NGF, et 226.27 m NGF pour le bassin amont (B). Pour cette occurrence, l'aménagement devient transparent. Ainsi les niveaux d'eau de l'état projeté sont similaires aux niveaux de l'état actuel.

Le débit à l'aval de de l'aménagement est plus important que celui à l'amont car les ruissellements du bassin versant des Tours 11 rejoignent le fossé.

6.2.2.5 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 100 ans

La figure ci-dessous présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet centennale.

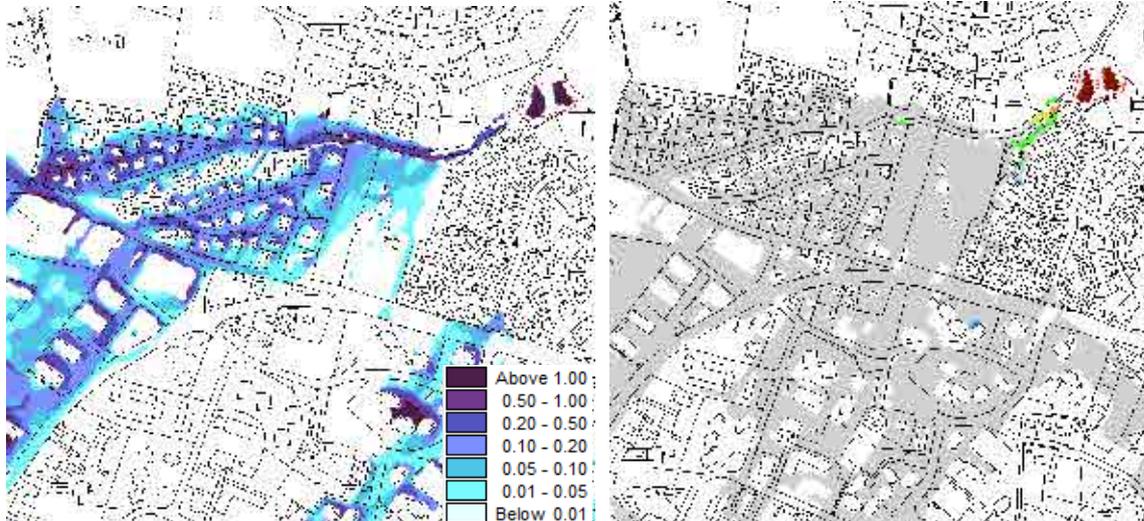


Figure 31 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs d'eau entre l'état projet et l'état actuel (m) – période de retour 100 ans

Pour l'occurrence centennale, les bassins sont totalement saturés, avec un niveau d'eau maximal à la cote 222.5 m NGF pour le bassin aval et 226.3 m NGF pour le bassin amont. Ces niveaux d'eau correspondent aux côtes des crêtes. Néanmoins, l'eau ne surverse pas par-dessus les digues. Les surverses ne se font qu'au niveau des déversoirs. L'aménagement reste transparent pour cette occurrence. L'état aménagé est similaire à l'état actuel.

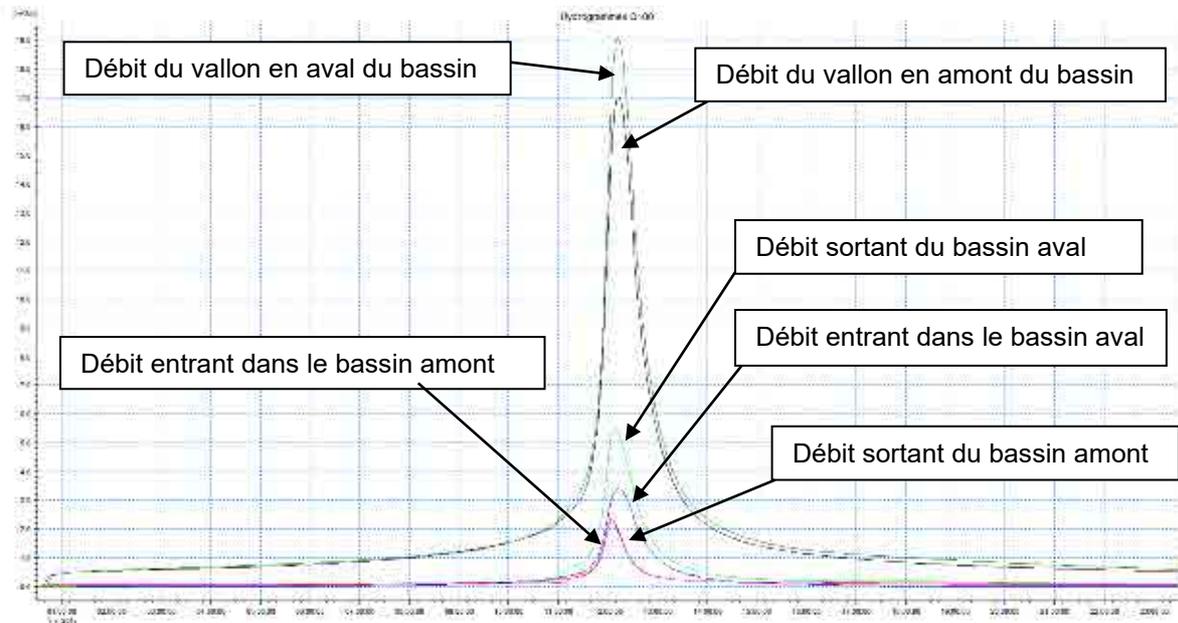


Figure 32 : Hydrogrammes au droit de l'aménagement projeté (débits en m³/s) – période de retour 100 ans

6.3 CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE D'ECRETEMENT PROJETE

L'aménagement de bassins sur la parcelle 6 semble bien répondre à l'objectif de réduction des désordres hydrauliques jusqu'à l'évènement décennal. Son influence ne se limite qu'à l'avenue Hélène Boucher

Pour les évènements plus rares (événement cinquantennal et centennal), l'aménagement est transparent ainsi l'état projeté est similaire à l'état actuel.

Il est intéressant de préciser que l'aménagement permet de collecter l'ensemble des ruissellements du bassin versant « Tours 11 » et de les évacuer dans le fossé qui longe le chemin des Tours. Cela permet la mise hors d'eau d'une partie du chemin des Tours pour toutes les occurrences.

	Bassin A	Bassin B
Côte de fond (m NGF)	220.18	224
Côte de crête (m NGF)	222.5	226.30
Côte du déversoir de sécurité (m NGF)	222.1	226.04
Ligne d'eau Q1	221.14	224.86
Ligne d'eau Q2	221.81	225.2
Ligne d'eau Q10	222.22	226.05
Ligne d'eau Q50	222.47	226.27
Ligne d'eau Q100	222.5	226.3

Figure 33 : Résumé



7 AMENAGEMENTS COMBINES SUR LE BASSIN VERSANT DES TOURS

Le présent paragraphe s'intéresse à l'influence combinée de deux aménagements proposés sur le bassin versant des Tours :

- Bassins de rétention de Tours (présenté dans ce présent rapport)
- Bassin de rétention Cimetière

La localisation de ces deux aménagements projetés est rappelée sur la carte suivante :

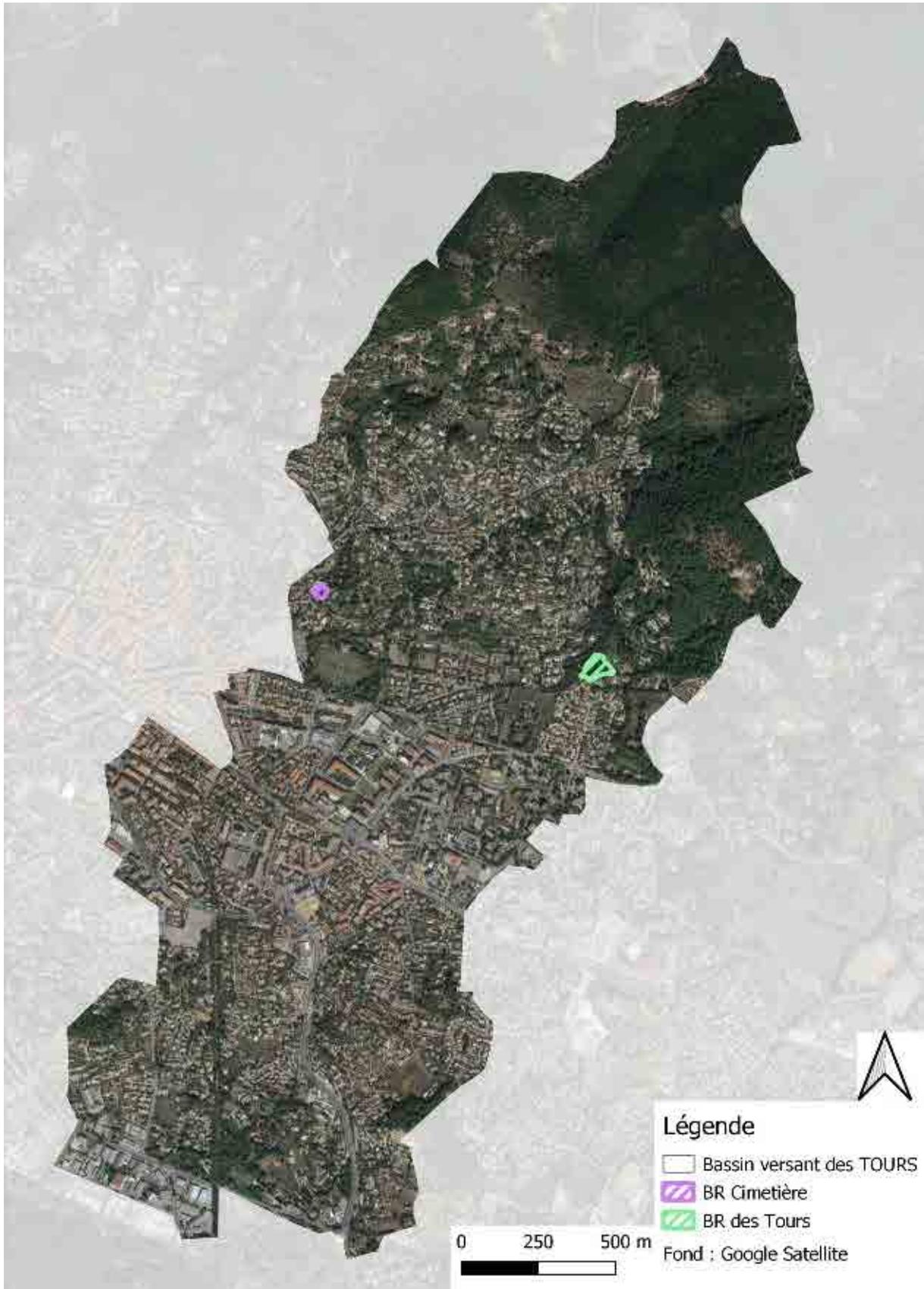


Figure 34 : Localisation des aménagements projetés sur le bassin versant des Tours





On rappelle ici que le bassin de rétention Cimetière a été dimensionné pour réduire la zone inondable localement pour les évènements courants (6 mois, 2 ans). Pour l'évènement biennale, le bassin est saturé influe peu sur les hauteurs d'eau à l'aval. De plus, l'aménagement des Tours étant transparent pour les évènements supérieurs à l'évènement décennal, seuls les évènements de périodes de retour allant de 1 à 10 ans ont été présentés.

7.1 PLUIE DE PERODE DE RETOUR 1AN

La figure suivante présente le différentiel de hauteur d'eau entre l'état actuel et l'état projet configuré avec deux bassins de rétention pour l'évènement annuel.

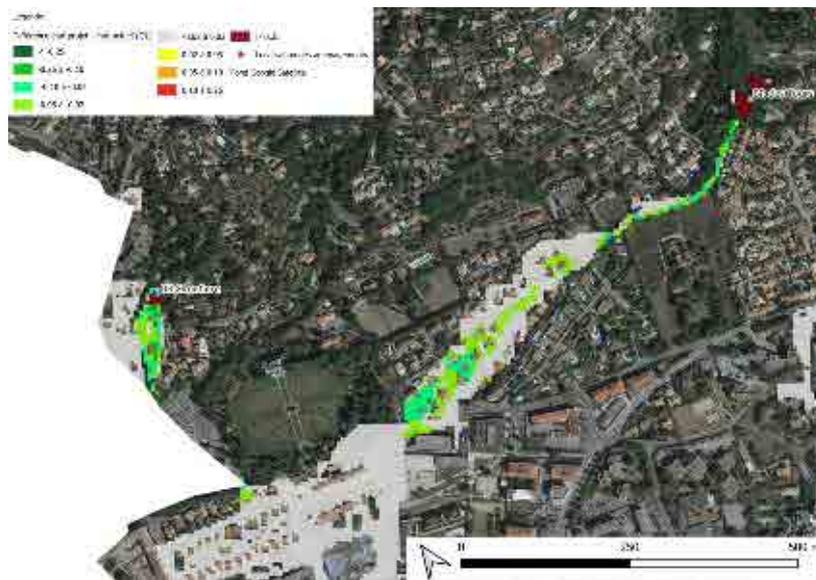


Figure 35 : Carte différentielle - évènement annuel

Pour l'évènement annuel, les deux aménagements ne permettent un abaissement des lignes d'eau qu'à l'aval direct de chaque aménagement.

7.2 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 2 ANS

La figure suivante présente le différentiel de hauteur d'eau entre l'état actuel et l'état projet configuré avec deux aménagements pour l'évènement biennal.

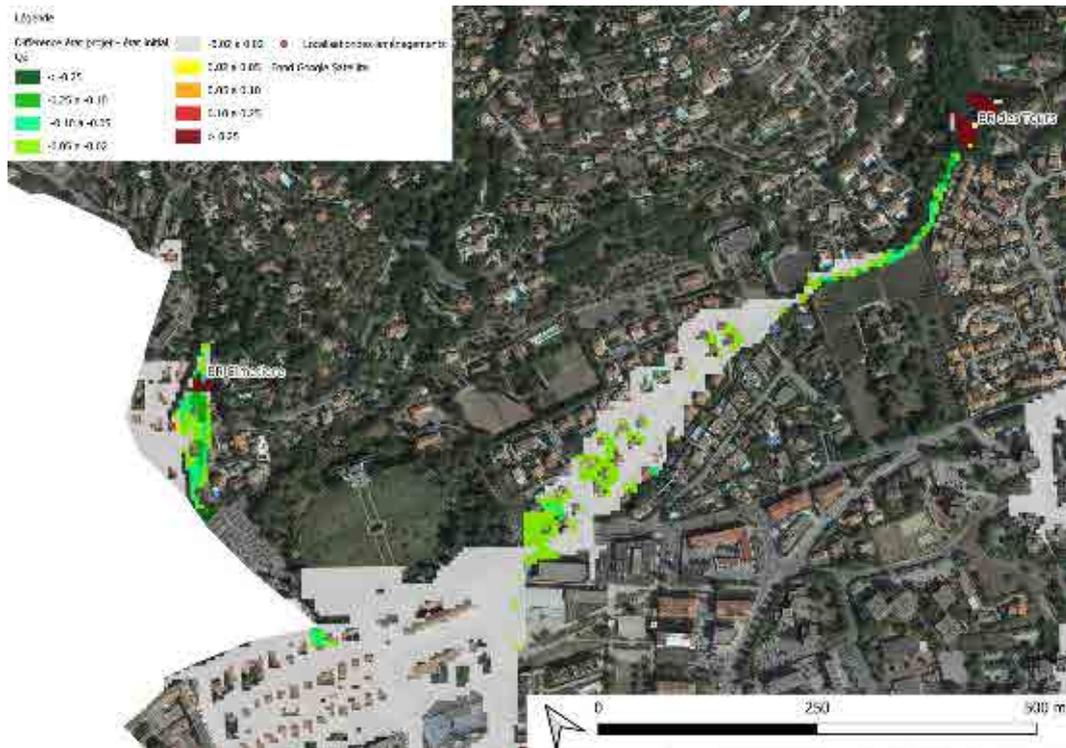


Figure 36 : Carte différentielle - évènement biennal

L'influence des aménagements se limite de nouveau qu'à leur aval respectif.

7.3 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS

La figure suivante présente le différentiel de hauteur d'eau entre l'état actuel et l'état projet configuré avec deux bassins de rétention pour l'évènement décennal.

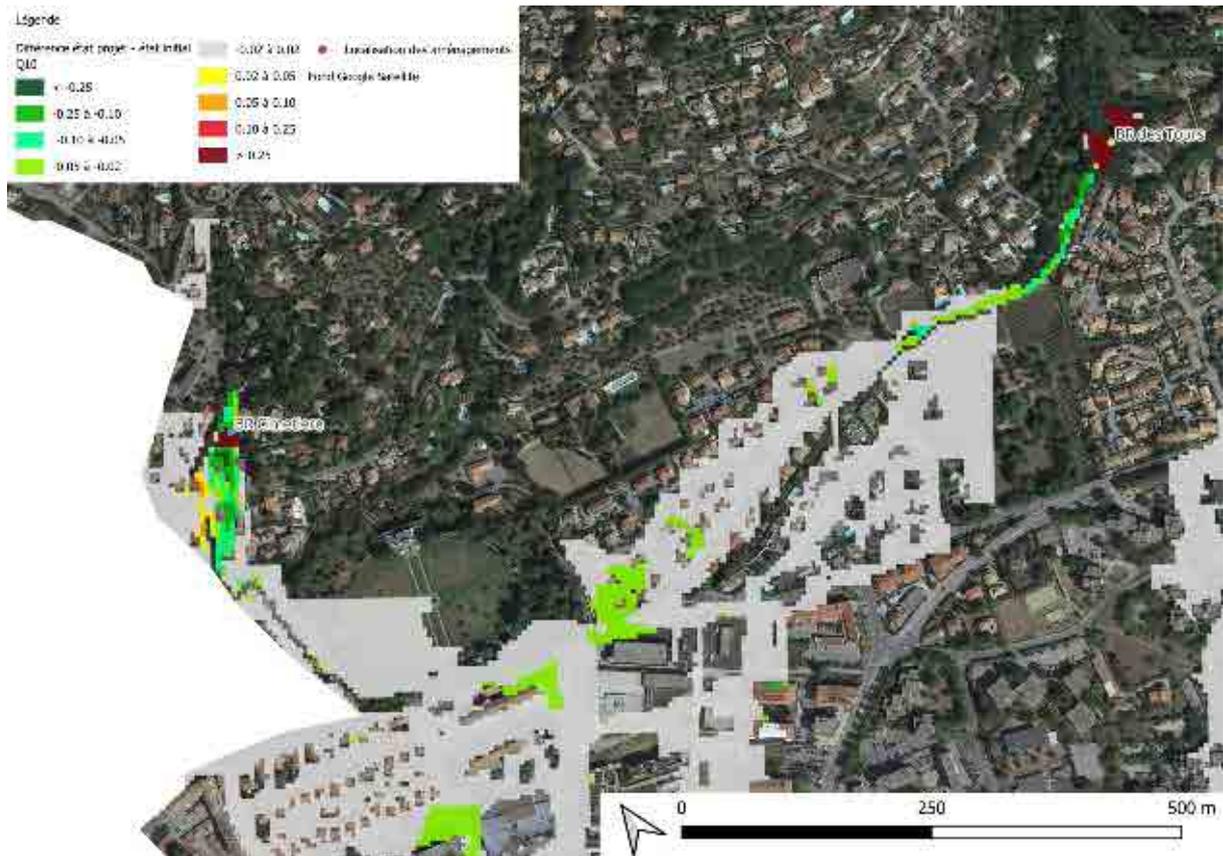


Figure 37 : Carte différentielle - évènement décennal

7.4 CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DE L'AMENAGEMENT COMBINE

L'influence des deux aménagements proposés ne se limite qu'à l'aval direct de chaque aménagement. Pour les occurrences supérieures à 10 ans, les deux aménagements étant transparents, l'état projeté reste similaire à l'état actuel.

8 ANNEXE : DECOUPAGE EN SOUS BASSIN VERSANT

